



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E
AMBIENTALE - DICEA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea

**Indagini geotecniche non invasive applicate all'analisi di
un intervento di ripristino di argine fluviale**

Relatore:

Prof.ssa Simonetta Cola

Correlatore:

Ing. Silvia Bersan

Laureando: Giulio Asta

Matricola: 1043403

Anno Accademico 2014-2015

Indice

Introduzione	4
1 Argini e relative problematiche	6
1.1 Le componenti degli argini	7
1.2 Sezioni trasversali caratteristiche	8
1.3 Problematiche idrauliche e geotecniche	10
1.3.1 Erosione esterna	11
1.3.2 Erosione interna	12
1.3.3 Instabilità del paramento esterno o interno	14
1.3.4 Instabilità per sifonamento	15
2 Metodi di analisi non invasivi	16
2.1 Tomografia di resistività elettrica (ERT)	16
2.1.1 Principi fisici	17
2.1.2 Gli strumenti di misura	20
2.1.3 Schemi di acquisizione	20
2.1.4 Acquisizione e inversione	22
2.2 La resistività dei terreni	23
2.3 La resistività del calcestruzzo	26
2.3.1 Il calcestruzzo	26
2.3.2 Composizione	26
2.3.3 Microstruttura	26
2.3.4 Resistività del calcestruzzo	28
2.4 Il metodo sismico MASW	30
2.4.1 Principi fisici	30
2.4.2 Acquisizione e strumenti di misura	33
2.4.3 Elaborazione dati	34
2.4.4 Inversione	35
3 Caso studio	37
3.1 Inquadramento territoriale	37
3.2 Il fiume Frassine	38
3.3 Cronologia degli eventi	39
3.4 Livelli idrometrici	41
3.5 La rotta del fiume Frassine	42
3.6 Interventi eseguiti	43

4	Indagini e risultati	47
4.1	Indagine MASW	47
4.1.1	Risultati indagine MASW	48
4.2	Indagine ERT	52
4.2.1	Risultati indagini ERT longitudinali	53
4.2.2	Risultati indagini ERT trasversali	59
4.3	Indagini di laboratorio	62
4.4	Confronti	71
4.4.1	Sondaggi S1/A1/A1bis/A2 - ERT longitudinali	73
4.4.2	Sondaggi A1/A1bis/A2 - ERT trasversali	75
4.4.3	Sondaggio S2 - MASW	77
	Conclusioni	78
	Appendice	80
	Bibliografia	86

Introduzione

I rilevati arginali sono opere di difesa dallo straripamento di fiumi o canali. Durante gli eventi di piena devono garantire adeguati standard di sicurezza in modo da evitare fenomeni alluvionali e sopportare eventi critici ormai sempre più frequenti negli ultimi anni. Per questo motivo è di fondamentale importanza controllare le condizioni di salute dei manufatti.

Attualmente, l'attività di verifica della stabilità geotecnica e idraulica dei sistemi arginali si basa su indagini che devono essere condotte in tre distinte fasi (Simonini et al., 2014). Nella prima fase è necessario raccogliere quante più informazioni disponibili sulla morfologia dell'area, sull'evoluzione del corso d'acqua, sulla struttura e la storia dell'intero sistema di difesa.

Le indagini in questa fase mirano alla ricostruzione della morfologia e della paleo-geologia dell'area e alla raccolta di documentazioni che descrivono i lavori di costruzione nonché gli eventuali rialzi e ringrossi arginali realizzati. Per ottenere tutte queste informazioni ci si avvale di documenti storici, osservazioni in sito, mappe geologiche e mappe topografiche. La seconda fase ha come obiettivo la suddivisione del manufatto in tratti omogenei e l'identificazione di eventuali zone anomale. Fino a tempi recenti questa zonizzazione veniva condotta attraverso indagini geotecniche convenzionali, in particolar modo sondaggi geognostici e prove penetrometriche.

Tuttavia tali prove presentavano dei limiti pratici ed economici ma soprattutto, fornendo valori puntuali dei parametri geotecnici, non erano in grado di fornire un andamento longitudinale dei valori tale da evidenziare eventuali zone anomale.

Per ovviare alle suddette limitazioni, negli ultimi anni, in questa fase della caratterizzazione si utilizzano le recenti prove geofisiche di superficie.

Queste tecniche offrono molteplici vantaggi perchè sono economiche, rapide, non invasive e permettono di ottenere informazioni sulla distribuzione longitudinale di un parametro fisico dal quale è possibile identificare la natura del terreno indagato.

Inoltre la caratteristica di essere non invasive consente di eseguire queste prove senza la necessità di perforare o introdurre sonde nel sottosuolo, permettendo così di indagare con continuità lunghi tratti di argine dalla superficie.

É bene comunque ricordare che le tecniche geofisiche utilizzate in questa fase non hanno scalzato definitivamente le prove geotecniche tradizionali; infatti, collocandosi in un

campo di ricerca in continua evoluzione e dovendo applicare dei modelli di inversione per interpretare le misure, queste nuove tecniche necessitano ancora di dati precisi e certi che solo sondaggi o prove penetrometriche possono fornire.

Infine, la terza ed ultima fase ha come obiettivo quello di indagare dettagliatamente le singole sezioni omogenee oltre che le zone anomale individuate in precedenza dalle prove geofisiche.

Per raggiungere tale obiettivo è necessario avvalersi di indagini geotecniche convenzionali. In base al grado di dettaglio dell'analisi possono essere realizzati sondaggi, prove in sito (CPT, SCPTU, SPT, ecc.) e prove di laboratorio (analisi granulometriche, prove di permeabilità, prove di taglio, ecc.).

Il seguente lavoro di tesi, nell'ambito della caratterizzazione del terreno mirata all'individuazione di eventuali anomalie in un tratto arginale, si pone l'obiettivo di testare e valutare le informazioni trasmesse dalle prove geofisiche non invasive MASW e ERT applicate all'analisi di un intervento di ripristino di argine fluviale.

Il campo prova è situato nel tratto in cui si è verificata la rotta arginale del fiume Frassine nel novembre 2010.

In questo punto la breccia venne chiusa mediante massi di grossa pezzatura e successivamente l'intervento definitivo ha visto l'esecuzione di un diaframma realizzato con iniezioni cementizie e jet-grouting.

Nonostante l'intervento di impermeabilizzazione durante alcuni eventi di piena il rilevato ha presentato alcune venute d'acqua che hanno reso necessario anche l'esecuzione di un sistema di drenaggio al piede dell'argine.

A seguito di questi interventi il corpo arginale si presenta fortemente eterogeneo, per questo motivo la caratterizzazione del terreno non risulta semplice ma consente di valutare le potenzialità dei metodi verificando se sono in grado di riconoscere l'anomalia nel tratto arginale nonché l'intervento di impermeabilizzazione.

L'indagine ha visto la realizzazione di misure con il metodo sismico nel tratto ricostruito e in uno originale oltre ad una serie di prospezioni geoelettriche sia longitudinali che trasversali al di sopra dell'intervento di ripristino. Successivamente, in accordo con quanto introdotto in precedenza, le informazioni ottenute sono state integrate con quelle derivanti dall'analisi di alcuni sondaggi eseguiti nel medesimo tratto arginale.

In merito alla struttura del presente lavoro di tesi, essa si articola in cinque capitoli: nel primo capitolo è presentata una panoramica sugli argini e i relativi problemi idraulici e geotecnici; il secondo capitolo introduce i metodi di indagine utilizzati per lo studio descrivendo i principi che stanno alla base e le modalità di esecuzione delle prove; il terzo capitolo fornisce un quadro informativo sul sito oggetto di indagine, sulla rotta arginale e sugli interventi eseguiti per il ripristino; Il quarto capitolo riporta i risultati ottenuti dalle indagini geofisiche e di laboratorio con un confronto tra i dati; infine il quinto capitolo riporta le considerazioni finali alle quali si è giunti.

Capitolo 1

Argini e relative problematiche

Gli argini fluviali sono la componente principale di un complesso sistema di difesa volto ad impedire l'esondazione dei corsi d'acqua.

Qualsiasi sia l'ambiente in cui si collocano questi sono sottoposti a carichi esterni. Al fine di mantenere l'integrità e svolgere la propria funzione, la sezione trasversale di un tratto arginale dev'essere composta da una serie di elementi compatibili con i carichi generati. Questo richiede protezione contro l'erosione superficiale, resistenza all'erosione interna, stabilità dell'intero rilevato e del terreno di fondazione.

Per ottenere questi obiettivi i componenti di un tratto arginale devono garantire le seguenti funzioni:

- *Impermeabilità*: è la funzione principale di un tratto arginale, al fine di contenere quantità d'acqua variabili nel tempo, risulta necessario limitare i flussi di filtrazione attraverso il corpo arginale e nel terreno di fondazione.
- *Stabilità*: un tratto arginale deve mantenere la stabilità in condizioni normali e avverse. Affinchè non si verifichino crolli della struttura, i materiali che compongono il rilevato e il terreno di fondazione devono assicurare adeguata resistenza.
- *Protezione esterna*: gli argini sono sottoposti a vari tipologie di azioni esterne (onde, azioni degli animali, attività umane ecc.) che generano effetti meccanici e/o idraulici tali da causare l'erosione del corpo arginale. É quindi importante realizzare interventi di difesa sulle sponde.
- *Drenaggio*: Le pressioni dell'acqua possono provocare crolli o erosioni interne. Per prevenire questi meccanismi è necessario introdurre dei sistemi di drenaggio tali da limitare le pressioni dell'acqua e deviare il flusso di filtrazione verso collettori che portano l'acqua al di fuori della struttura arginale.

1.1 Le componenti degli argini

Durante la fase di progettazione di un argine è necessario considerare molti fattori tra i quali il regime idraulico del fiume, le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, la possibilità di recuperare il materiale in zone limitrofe, vincoli di tipo geometrico.

I principali elementi di una generica sezione arginale sono:

1. Il terreno di fondazione: rappresenta lo strato di terreno su cui poggia direttamente il rilevato, può presentare caratteristiche molto diverse in termini di resistenza e permeabilità a seconda di vari fattori. Questo strato di terreno deve principalmente fornire un supporto stabile al corpo arginale e assicurare impermeabilità.
2. Il corpo arginale: è la componente principale dell'intero sistema. Esso è generalmente costituito da materiali granulari e coesivi come sabbie limi e argille. Questo elemento deve garantire stabilità sostenendo le pressioni dovute all'acqua e limitare i processi di filtrazione.

Qualora il terreno che costituisce il corpo non fosse in grado di fornire impermeabilità e adeguata resistenza contro i fenomeni erosivi, possono essere introdotte componenti aggiuntive quali (CIRIA et al., 2013):

- Nuclei impermeabili: sono solitamente realizzati in corrispondenza della parte centrale del rilevato e composti da materiali a bassa permeabilità come argilla o bentonite.
- Rivestimenti spondali: costituiti da materiali con angoli di attrito elevati come pietrisco e rocce; questi rivestimenti consentono di proteggere le sponde dai fenomeni erosivi.
- Zone filtro: sono zone costituite da materiale relativamente permeabile; posto a contatto con il nucleo impermeabile ha funzione di filtro e impedisce la migrazione delle particelle di terreno.
- Sistemi di drenaggio: con la funzione di raccogliere le acque di filtrazione possono essere materassi drenanti di materiale ghiaioso o geosintetici collocati nella zona al piede del lato campagna.
- Berme: realizzate con materiale di riporto, rappresentano delle estensioni lato fiume o lato campagna che hanno la funzione di stabilizzare la struttura, contenere la linea di saturazione all'interno del corpo arginale e ridurre l'erosione in caso di sormonto della cresta dell'argine.

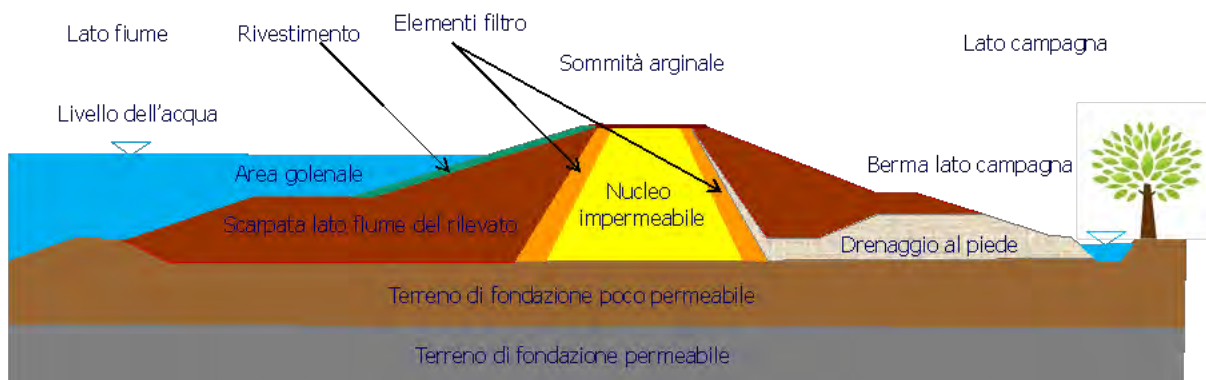


Figura 1.1: Generica sezione arginale con evidenziati gli elementi principali (CIRIA et al., 2013).

La figura 1.1 rappresenta una tipologia di argine generale che può essere presa come riferimento per nuove realizzazioni difficilmente riscontrabile nelle nostre zone, in quanto la quasi totalità degli interventi avviene su strutture già esistenti da decenni.

1.2 Sezioni trasversali caratteristiche

Le tipologie arginali si suddividono in due categorie: argini omogenei e argini zonati. Gli argini omogenei rappresentano la tipologia più comune nel nostro territorio; devono essere costituiti da materiali a bassa permeabilità come limi e argille miscelati con moderate percentuali di terreno granulare.

La figura 1.2 mostra alcuni esempi di argini omogenei utilizzati a livello internazionale mettendo in evidenza sia gli argini in froldo, a diretto contatto con il flusso d'acqua, che quelli in golena caratterizzati dalla presenza di banche lato fiume.

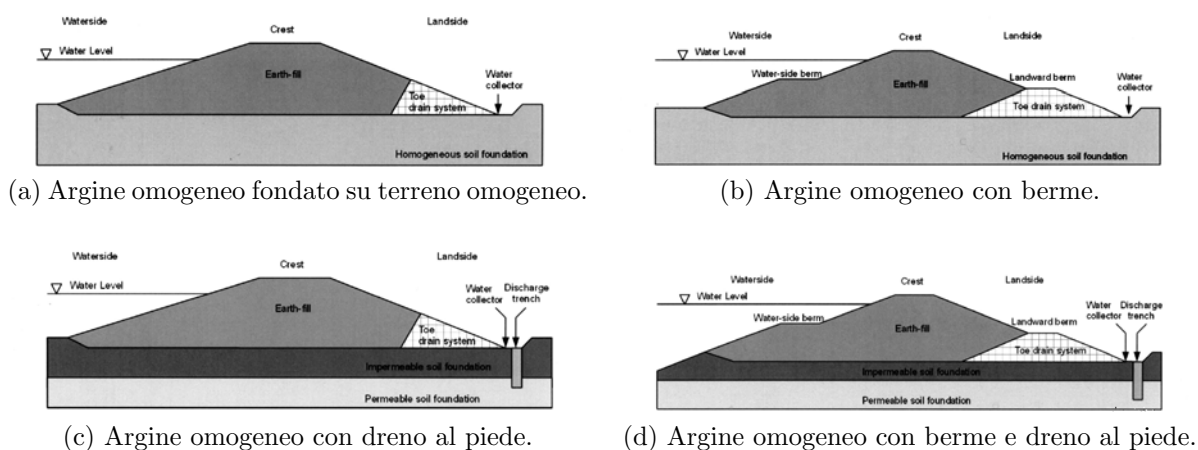


Figura 1.2: Tipologie di argini a sezione omogenea (CIRIA et al., 2013).

Gli argini zonati, rappresentati nella figura successiva, sono invece costituiti da una parte di terreno permeabile e una meno permeabile.

Solitamente questa tipologia di argine si trova nelle località in cui è abbondante il terreno poco permeabile e il costo del trasporto di quello impermeabile impone una riduzione dei suoi volumi.

Tra questi possiamo distinguere quelli con nucleo impermeabile (figura 1.3a) e quelli con rivestimento impermeabile (figura 1.3b); i primi indicati per un uso in ambito fluviale mentre i secondi in quello costiero.

Tuttavia la zonizzazione è una pratica complessa, non facile da realizzare e per questo motivo gli argini omogenei rimangono i più utilizzati.

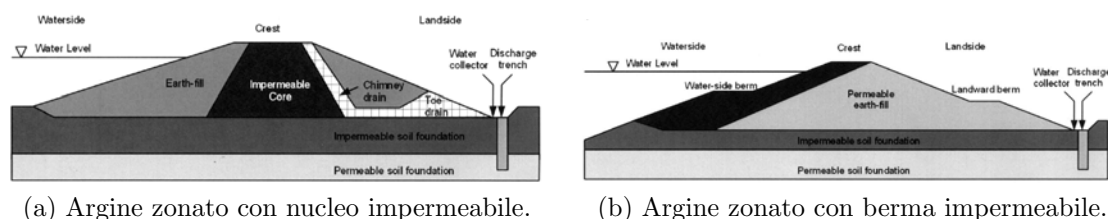


Figura 1.3: Tipologie di argini zonati (CIRIA et al., 2013).

Tutti gli esempi illustrati in precedenza forniscono delle linee guida per la realizzazione di nuovi rilevati arginali, ma attualmente, come lo è stato per i decenni precedenti, è raro assistere a investimenti su nuove costruzioni, gli interventi principali riguardano il rialzo e il rafforzamento di quelli esistenti.

Proprio per questo motivo gli argini storici sono strutturati secondo una successione di strati di terreno non sempre di adeguate caratteristiche.

Costruiti dai nostri antenati, come mostra la figura 1.4, sono stati continuamente modificati e ampliati nel tempo.

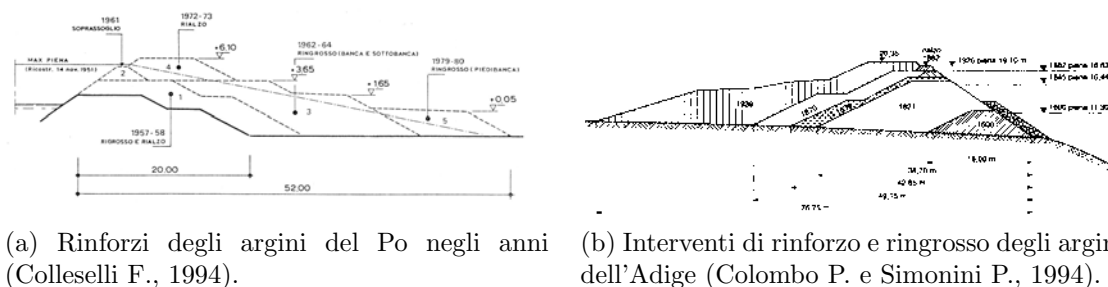


Figura 1.4: Esempi di interventi di ringrosso e sovrarzo arginale.

Tuttora per gli interventi di rialzo e rinforzo arginale si ricorre all'uso di terreno ma nei casi in cui questo non sia possibile a causa di vincoli economici o geometrici, le nuove tecniche costruttive permettono di raggiungere l'obiettivo utilizzando elementi strutturali quali muri, palancole o diaframmi.

Quest'ultimi, qualora fosse necessario, inseriti all'interno del rilevato, possono assicurare anche l'impermeabilità dell'opera allungando i percorsi di filtrazione e impedendo il passaggio dell'acqua attraverso il corpo arginale.

La figura 1.5 mostra alcuni esempi di interventi su argini esistenti.

É comunque necessario ricordare che, come per l'esempio di figura 1.5d, l'inserimento di elementi rigidi in strutture deformabili come gli argini, può provocare con il tempo delle deformazioni differenziali tali da creare zone di distacco tra gli elementi che, in caso di piena, diventano vie preferenziali per l'acqua (Simonini P. et al., 2014).

Al fine di ottenere degli ottimi risultati dagli interventi è importante eseguire una adeguata analisi geotecnica del sito in cui si sta operando.

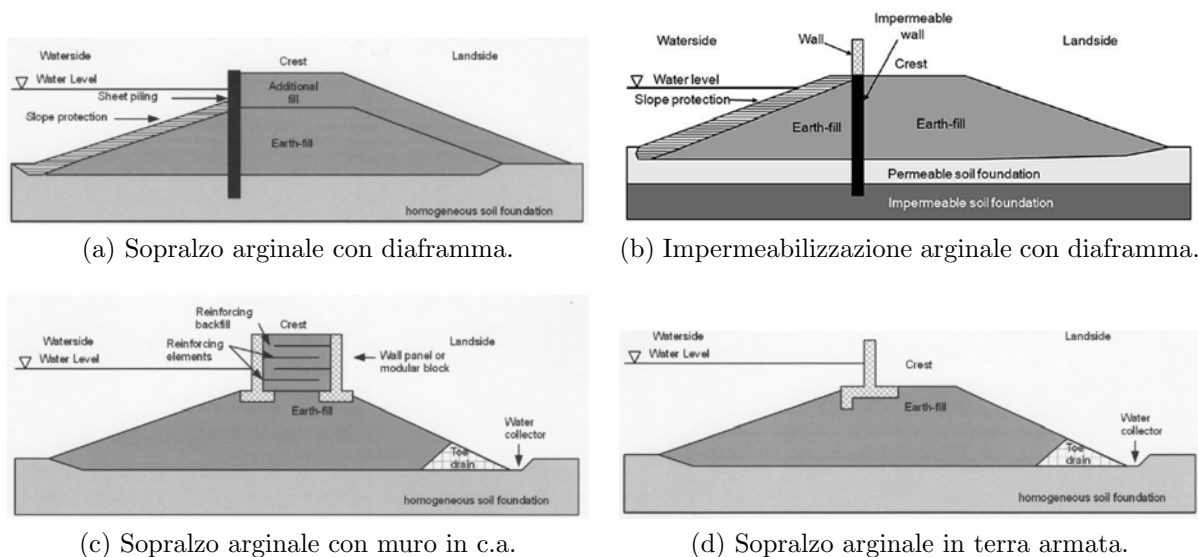


Figura 1.5: Tipologie di interventi di sopralzo e rinforzo (CIRIA et al., 2013).

1.3 Problematiche idrauliche e geotecniche

Le rotture arginali possono verificarsi sia in fase di costruzione che in esercizio. Le seconde sono sicuramente più importanti visto che portano all'inondazione dei territori limitrofi.

I meccanismi che portano al collasso della struttura sono molteplici e possono essere suddivisi in varie categorie:

- *Erosione esterna*: erosione della sponda lato fiume, erosione per sormonto, erosione dovuta al moto ondoso;
- *Erosione interna*: asportazione di materiale e formazione di condotti nel rilevato e nel terreno di fondazione;
- *Instabilità del paramento esterno e interno* dovuta ai processi di filtrazione.
- *Instabilità al piede per sifonamento* dovuta ai processi di filtrazione.

1.3.1 Erosione esterna

L'erosione esterna provoca l'asportazione del materiale di una superficie che può essere la scarpata, la banca o il piede della scarpata; essa può coinvolgere sia il lato verso il fiume che quello verso campagna.

Il fenomeno si verifica quando il materiale che costituisce le superfici non ha resistenza tale da sopportare gli sforzi tangenziali indotti dal flusso d'acqua.

Il risultato dell'erosione è una progressiva riduzione del materiale che costituisce il rilevato arginale tale da provocare il collasso dell'intera struttura durante eventi estremi.

L'erosione esterna è in particolar modo dovuta alle turbolenze del flusso d'acqua diretto contro le superfici tuttavia anche la vegetazione, gli animali e l'azione dell'uomo possono indurre o aggravare questo fenomeno.

Tuttora vengono condotti studi riguardo all'erosione esterna nei rilevati arginali ma la modellazione di questi fenomeni risulta difficile e non permette di ottenere delle previsioni sui volumi di materiale asportato, ciò nonostante la seguente equazione empirica consente di stimare l'erosione (Simonini et al., 2014):

$$E_{rf} = k_d(\tau_b - \tau_c)^a \quad (1.1)$$

dove E_{rf} rappresenta la velocità di erosione unitaria, τ_b la tensione tangenziale esercitata dalla corrente sulla superficie, a un esponente empirico, mentre k_d il coefficiente di erodibilità e τ_c lo sforzo tangenziale critico, entrambi dipendenti dal terreno.

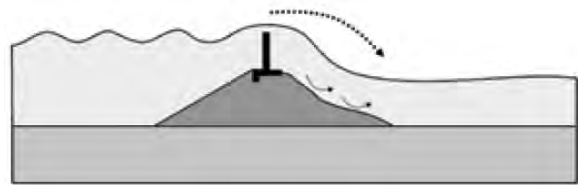
Le figure successive mostrano alcuni esempi di erosione esterna.



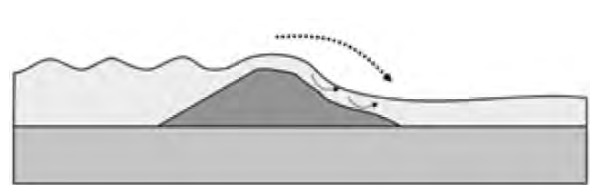
(a) Erosione esterna in corrispondenza del piede della sponda lato fiume.



(b) Erosione esterna della sponda lato fiume dovuta a turbolenze della corrente d'acqua.



(c) Erosione esterna della sponda lato campagna per sormonto.



(d) Erosione esterna della sponda lato campagna per sormonto.

Figura 1.6: Esempi di erosione esterna (CIRIA et al., 2013).

1.3.2 Erosione interna

Per erosione interna s'intende l'asportazione e l'allontanamento delle particelle fini del terreno nel corpo arginale o negli strati di fondazione per effetto delle forze idrodinamiche di filtrazione (Simonini P. et al., 2014).

La migrazione delle particelle genera dei canali dentro il corpo arginale o nel terreno di fondazione che compromettono la resistenza dell'opera di difesa portando in alcuni casi al collasso l'intera struttura.

Il principale fattore che causa questo fenomeno è la forza di filtrazione s_f espressa dalla seguente equazione:

$$s_f = \rho g i = \gamma_w i \quad (1.2)$$

dove ρ rappresenta la densità del fluido, g l'accelerazione di gravità, γ_w il peso specifico dell'acqua e i il gradiente idraulico locale.

Come per l'erosione esterna, anche nel caso dell'erosione interna è particolarmente difficile fare previsioni in quanto il gradiente idraulico è un parametro che varia in funzione di numerosi fattori e inoltre, in alcuni casi, all'interno dei corpi arginali, possono esserci fessurazioni, tane di animali, radici profonde o strutture artificiali che aggravano il fenomeno.

L'erosione si può presentare nei seguenti modi:

- *Erosione retrogressiva*: In questo tipo di erosione l'inizio ha luogo nel punto di uscita del flusso e l'asportazione delle particelle avviene in maniera retrogressiva sviluppando un passaggio continuo quando il gradiente idraulico eccede quello di flottazione del terreno (figura 1.7).

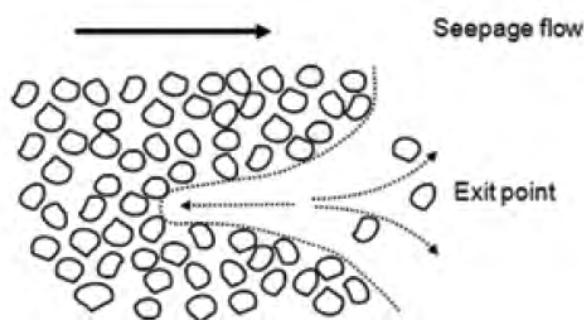


Figura 1.7: Principio dell'erosione interna retrogressiva (CIRIA et al., 2013).

- *Erosione concentrata*: avviene lungo le vie esistenti come fessure o vuoti interconnessi dove lo sforzo tangenziale indotto dal flusso eccede quello critico (figura 1.8).

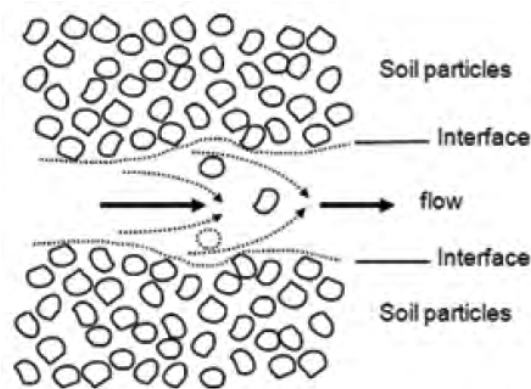


Figura 1.8: Principio dell'erosione interna concentrata (CIRIA et al., 2013).

- *Erosione di contatto*: si sviluppa in corrispondenza dell'interfaccia tra terreno a grana fine e a grana grossa quando le particelle fini vengono dilavate a seguito di forze di filtrazione parallele agli strati (figura 1.9).

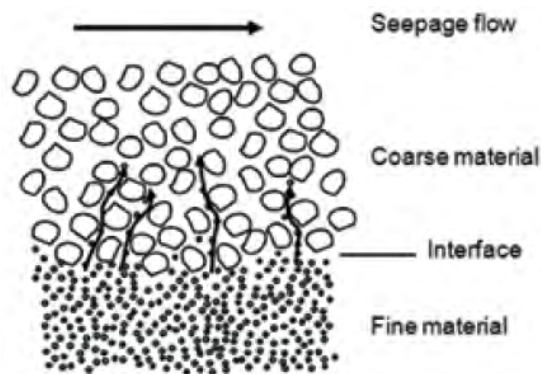


Figura 1.9: Principio dell'erosione interna di contatto (CIRIA et al., 2013).

- *Erosione per migrazione*: identifica l'erosione all'interno di terreni instabili. Le particelle fini, trasportate dal flusso, migrano attraverso le particelle più grosse (figura 1.10).

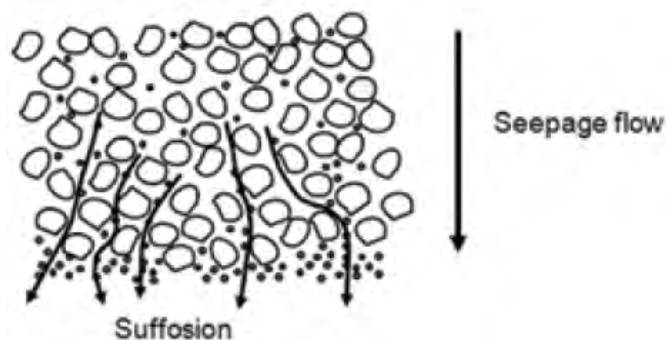


Figura 1.10: Principio dell'erosione interna per migrazione (CIRIA et al., 2013).

Le figure successive mostrano degli esempi di erosione interna e mettono in evidenza alcuni dei modi con cui questa si presenta.

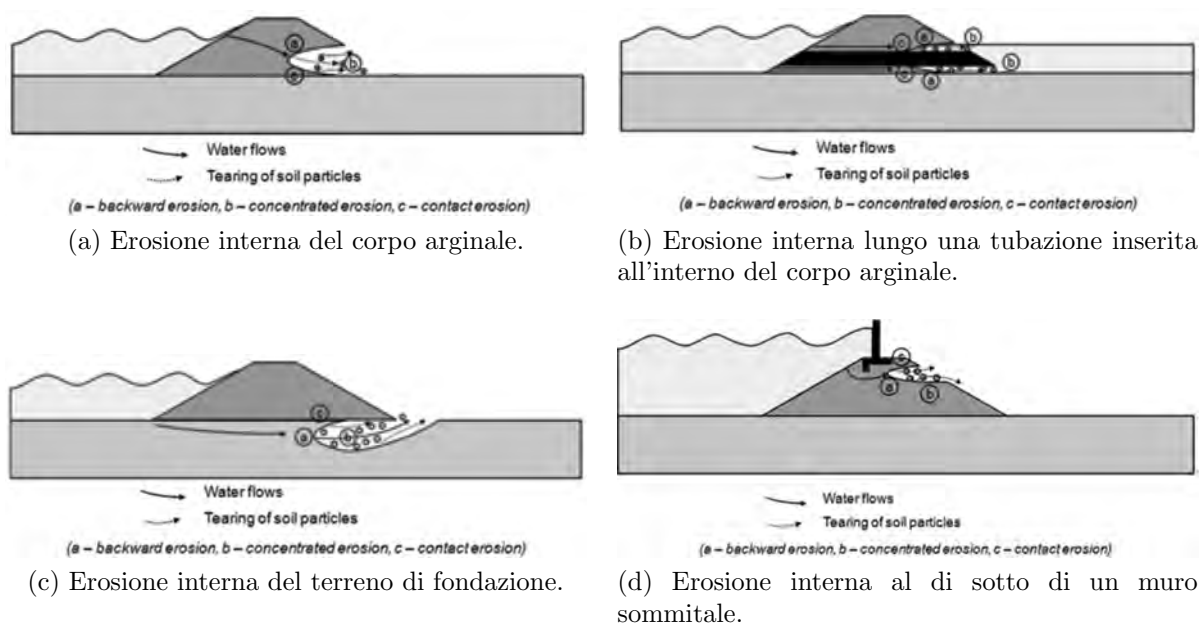


Figura 1.11: Esempi di erosione interna (CIRIA et al., 2013).

1.3.3 Instabilità del paramento esterno o interno

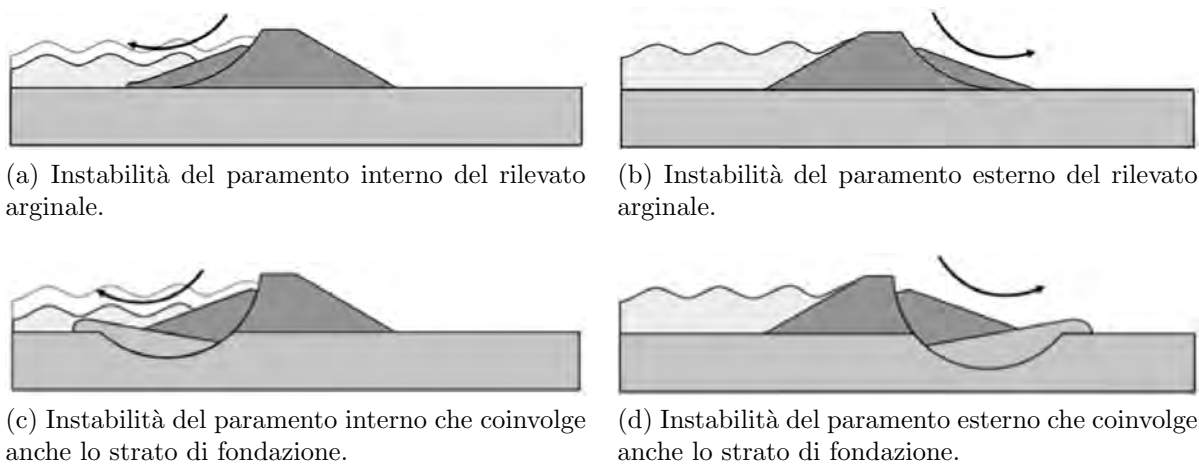


Figura 1.12: Esempi di instabilità del paramento interno o esterno (CIRIA et al., 2013).

La figura 1.12 indica alcuni esempi di instabilità dei fianchi arginali. L'instabilità dei fianchi arginali sono causate da molteplici fattori (il peso, i moti di filtrazione, caratteristiche del materiale, tane degli animali, attività dell'uomo, vegetazione ecc.) tuttavia, il motivo che porta più spesso ad instabilità è il regime di filtrazione transitorio.

In particolare, per quanto riguarda il fianco lato fiume, si possono avere fenomeni instabili a causa degli svasi più o meno rapidi ed ai moti alimentati dalle falde a campagna; mentre per quanto riguarda la sponda esterna la stabilità è legata esclusivamente ai moti che si possono creare nel rilevato o nel terreno di fondazione.

1.3.4 Instabilità per sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che generalmente si sviluppa a partire dall'unghia di valle di un corpo arginale regredendo verso monte attraverso canalicoli all'interno del terreno di fondazione o del rilevato.

Il fenomeno si manifesta attraverso delle sorgenti localizzate lato campagna dette fontanazzi (figura 1.13a). Successivamente l'erosione procede in modo retrogressivo estendendosi verso l'alveo fluviale provocando così il collasso dell'intera struttura (figura 1.13b).

Il sifonamento si presenta molto spesso nei fiumi del nostro territorio e per questo motivo è fondamentale prestare attenzione durante gli eventi alluvionali in modo da intervenire contro il possibile dissesto.

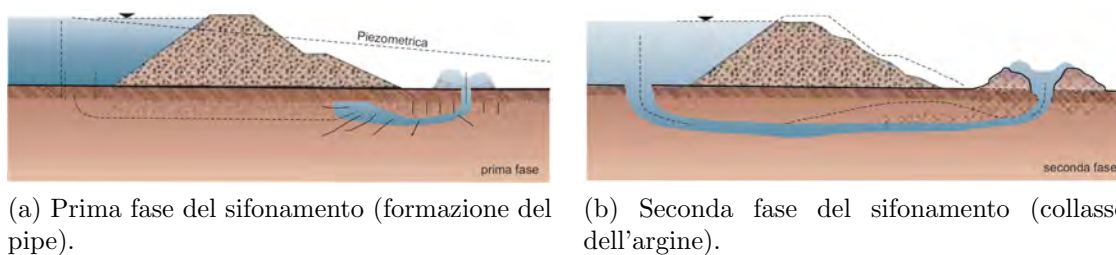


Figura 1.13: Esempio di instabilità del rilevato arginale dovuta a sifonamento.

Le problematiche fin qui esposte in maniera generale possono essere state la causa che ha provocato la rotta del fiume Frassine nel novembre 2010 tuttavia rimane difficile individuare il motivo preciso che ha portato al dissesto il rilevato.

Ora, a seguito dei lavori di ripristino, il tratto arginale presenta minori problematiche dal punto di vista idraulico e geotecnico.

Il materiale roccioso impermeabilizzato con malta cementizia che costituisce il corpo arginale riduce il rischio di erosione interna ed esterna; l'opera di drenaggio permette di limitare le pressioni dell'acqua e i moti di filtrazione all'interno del rilevato che sono causa di possibili crolli dei fianchi arginali.

Capitolo 2

Metodi di analisi non invasivi

L'uso delle tecniche geofisiche per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e per l'analisi di eventuali problematiche legate ai rilevati arginali è divenuta una consuetudine consolidata nell'ingegneria geotecnica. Esistono vari tipi di tecniche geofisiche non invasive, e tra le più utilizzate troviamo:

- le prove sismiche (SASW, MASW);
- la tomografia di resistività elettrica (ERT);
- le indagini georadar (GPR);
- le indagini elettromagnetiche (EM);
- le misure di potenziale elettrico spontaneo (SP).

Nel presente lavoro di tesi si è scelto di utilizzare due di questi metodi che verranno descritti in questo capitolo: il metodo sismico MASW e la tomografia di resistività elettrica ERT.

2.1 Tomografia di resistività elettrica (ERT)

La tomografia di resistività elettrica (*Electrical Resistivity Tomography, ERT*) è uno dei metodi geofisici più utilizzati per lo studio del sottosuolo.

Lo scopo di questa tecnica è quello di ottenere un rilievo di resistività bidimensionale o tridimensionale del terreno.

La resistività, infatti è un parametro che dipende da diversi fattori quali la composizione del suolo, il contenuto d'acqua, la porosità, e la distribuzioni degli ioni sulla superficie dei grani. Questi fattori giocano un ruolo importante nella caratterizzazione del terreno e quindi l'utilizzo di questa tecnica risulta utile per lo studio condotto.

In particolare il metodo ERT, consente l'analisi delle proprietà elettriche del sottosuolo

attraverso la misura della differenza di potenziale elettrico dovuta all'immissione nel terreno, mediante degli elettrodi, di corrente continua a bassa frequenza.

Inoltre questa tipologia di prova viene considerata non invasiva perchè non prevede significative perturbazioni del suolo dato che l'immissione di corrente avviene, in maniera controllata, attraverso degli elettrodi inseriti per pochi cm nel terreno.

2.1.1 Principi fisici

Questo metodo geoelettrico si basa sui principi fisici che studiano la conduzione elettrica attraverso un mezzo, esso viene descritto tramite la **Legge di Ohm**:

$$R = \frac{V}{I} \quad (2.1)$$

Dove R indica la resistenza elettrica, V la differenza di potenziale elettrico e I l'intensità di corrente. La resistenza non dipende solamente dalle caratteristiche elettriche ma anche da quelle fisiche e geometriche.

Infatti si può esprimere nella seguente maniera:

$$R = \rho \frac{l}{S} \quad (2.2)$$

Dove ρ rappresenta la resistività (Ωm), l la lunghezza e S l'area di base.

Ai fini dello studio è utile anche definire l'inverso della resistività, la conducibilità (S/m):

$$\sigma = \frac{1}{\rho} \quad (2.3)$$

Per una maggiore comprensione è bene trattare prima di tutto il caso semplificato di un singolo elettrodo.

Attraverso questo elettrodo si inietta corrente continua la quale genera un potenziale V_r ad una distanza r dalla sorgente.

In un mezzo omogeneo ed isotropo le linee di corrente scorrono dal punto di immissione in maniera radiale e la differenza di potenziale tra due punti sarà descritta dal gradiente:

$$V = \frac{\partial V}{\partial r} \quad (2.4)$$

A questo punto, a seguito di calcoli matematici si ottiene:

$$V(r) = \frac{I\rho}{4\pi r} \quad (2.5)$$

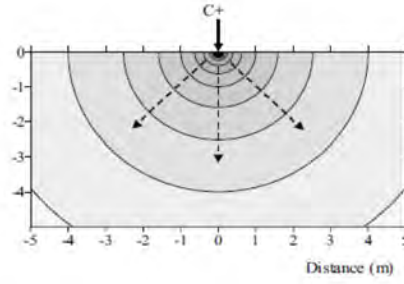


Figura 2.1: Rappresentazione del caso di singolo elettrodo che inietta corrente sulla superficie di un semispazio omogeneo ed isotropo.

Gli elettrodi, costituiti da materiale metallico, sono di fondamentale importanza. Nella pratica per realizzare misure di resistività si utilizzano quattro elettrodi, due di questi sono necessari per iniettare corrente mentre attraverso gli altri due viene misurata la differenza di potenziale. Questa distinzione è necessaria perché mentre gli elettrodi sono dei conduttori elettronici, il suolo è un conduttore ionico.

A causa di queste differenze di proprietà elettriche si genera al loro contatto una resistenza detta resistenza di contatto.

Questa resistenza ostacola il passaggio di corrente e si somma alla resistenza propria del terreno, con il risultato che se si andasse ad utilizzare gli elettrodi di corrente per misurare la differenza di potenziale si otterrebbe una resistenza complessiva che non permetterebbe di identificare con precisione la componente del terreno.

Con la relazione (2.5) vista prima, si può costruire la distribuzione di potenziale generato da una qualsiasi configurazione di elettrodi di corrente.

Dunque, seguendo lo schema di figura 2.2, grazie alla sovrapposizione degli effetti, si ricava la differenza di potenziale misurata tra M e N:

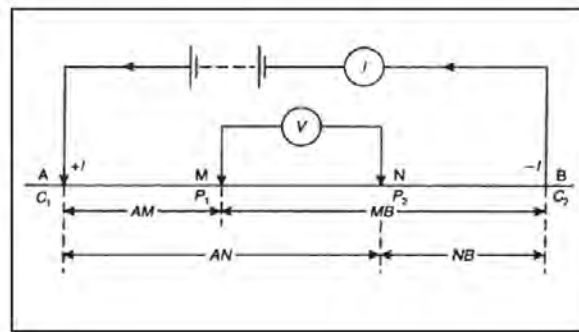


Figura 2.2: Schema generale di una configurazione elettrodica di tipo Wenner.

$$V_M = \frac{I\rho}{2\pi AM} + \frac{-I\rho}{2\pi MB} \quad V_N = \frac{I\rho}{2\pi AN} + \frac{-I\rho}{2\pi NB} \quad (2.6)$$

$$\Delta V = V_M - V_N = \frac{I\rho}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{MB} \right) - \left(\frac{1}{AN} - \frac{1}{NB} \right) \right] \quad (2.7)$$

Riassumendo i termini tra parentesi nel fattore K:

$$K = 2\pi \left[\left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{MB} \right) - \left(\frac{1}{AN} - \frac{1}{NB} \right) \right]^{-1} \quad (2.8)$$

possiamo quindi scrivere:

$$\rho = K \frac{V}{I} \quad (2.9)$$

Dove K rappresenta il fattore geometrico che tiene conto della distanza degli elettrodi e quindi dipende dalla configurazione geometrica degli elettrodi.

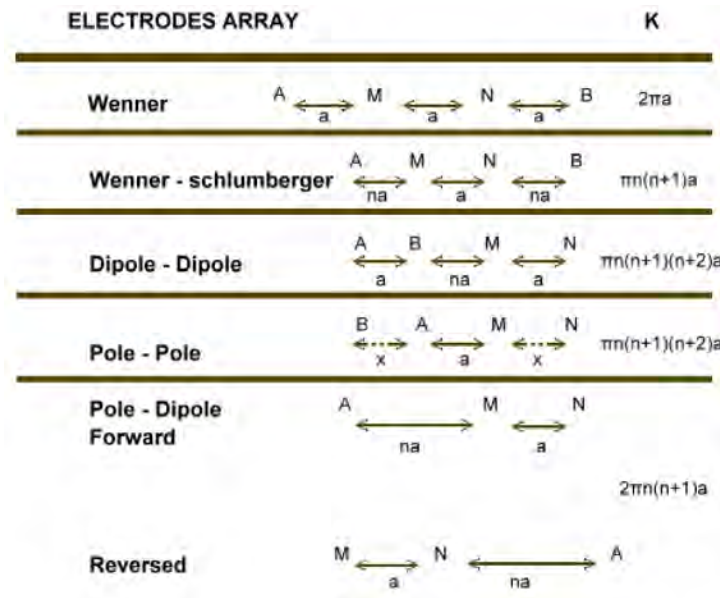


Figura 2.3: Principali configurazioni elettrodeiche e relativo coefficiente K (Loddo et al., 2011).

Il valore ρ però, misura la resistività dell'intero volume interessato dalla corrente assumendo il sottosuolo come un mezzo omogeneo.

Nella realtà questa condizione non è presente perchè il terreno è un mezzo eterogeneo e anisotropo, quindi ciò che viene calcolato è un valore apparente che dipende dalle combinazioni delle resistività elettriche dei singoli strati. Risulta quindi opportuno per questo

motivo riscrivere l'equazione (2.9) utilizzando la resistività apparente:

$$\rho_a = K \frac{V}{I} \quad (2.10)$$

Un successivo processo di inversione consente di passare dalle misure di resistività apparente al modello di resistività.

2.1.2 Gli strumenti di misura

La strumentazione necessaria per l'esecuzione di prove ERT è costituita dai seguenti elementi:

1. un sistema energizzante che può essere costituito da una batteria o un generatore di corrente utilizzati per l'iniezione di corrente continua I .
2. un amperometro che connesso in serie con il sistema energizzante consente la misura dell'intensità di corrente iniettata nel sottosuolo.
3. un voltmetro per la misura della differenza di potenziale ΔV .
4. elettrodi per l'immissione di corrente e la misura della differenza di potenziale.
5. cavi multiconduttore per collegare gli elettrodi alle precedenti componenti.

Nella pratica si utilizzano degli schemi a quattro elettrodi, realizzare misure su ampie zone spostando ad ogni misura i quattro elettrodi diventerebbe una procedura molto laboriosa ma questo problema viene risolto con i recenti georesistivimetri e cavi multiconduttore che consentono di realizzare stendimenti di elettrodi con più di un singolo quadripolo.

I resistivimetri attuali hanno al proprio interno un multiplexer che gestisce in automatico le singole misure da effettuare secondo la sequenza impostata, in questo modo lo strumento è in grado di scegliere autonomamente gli elettrodi per immettere la corrente e quelli per misurare la differenza di potenziale.

2.1.3 Schemi di acquisizione

Le sequenze di indagine variano in base allo schema di acquisizione (array) scelto. Nel tempo sono stati sviluppati diversi schemi di acquisizione, questo per rispondere alle varie necessità. Differenti disposizioni geometriche degli elettrodi offrono diverse prestazioni in termini di risoluzione verticale, profondità d'indagine, copertura laterale e rapporto segnale-rumore.

Le configurazioni più utilizzate sono chiamate Wenner, Schlumberger e dipolo-dipolo.

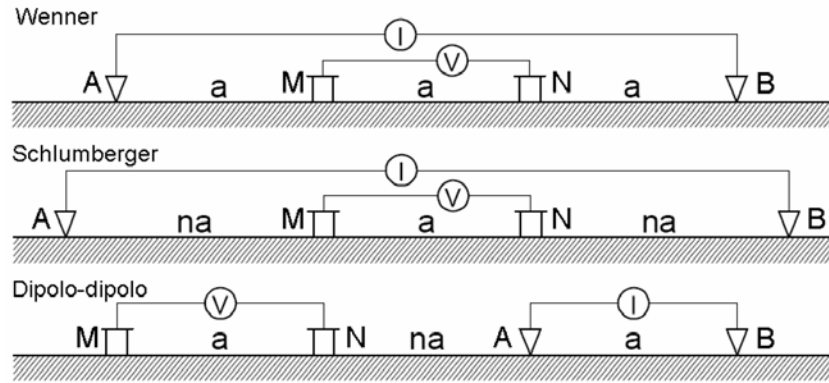


Figura 2.4: Configurazioni elettrode più comuni.

Nel quadripolo Wenner gli elettrodi sono equidistanti tra loro. Questo metodo è particolarmente sensibile alle variazioni verticali di resistività al di sotto dello stendimento ma meno sensibile alle variazioni orizzontali.

Per questo motivo risulta adeguato per individuare stratificazioni orizzontali e meno adatto in presenza di stratificazioni verticali.

Il quadripolo Schlumberger è una disposizione discretamente sensibile sia alle variazioni verticali che orizzontali della resistività. Nello schema dipolo-dipolo, il potenziale viene misurato al di fuori della linea ideale che congiunge gli elettrodi di corrente e questo comporta una maggiore definizione laterale; utile per l'individuazione di stratificazioni verticali. Infine, un buon compromesso tra Wenner e dipolo-dipolo è rappresentato dalla configurazione Wenner-Schlumberger utile nelle zone in cui vi sono sia variazioni verticali di resistività che orizzontali.

	WENNER	WENNER Schlumberger	DIPOLE dipole	POLE pole	POLE dipole
Sensitivity of the array horizontal structures	++++	++	+	++	++
Sensitivity of the array vertical structures	+	++	++++	++	+
Depth of investigation	+	++	+++	++++	+++
Horizontal data converge	+	++	+++	++++	+++
Signal Strength	++++	+++	+	++++	++

Figura 2.5: Proprietà dei più comuni quadripoli (Loddo et al., 2011).

Devono essere fatte anche importanti considerazioni sulla spaziatura tra gli elettrodi di uno stesso stendimento. Stendimenti più lunghi portano ad investigare un volume maggiore di terreno sia lateralmente che verticalmente.

Per aumentare la profondità di indagine risulta quindi importante disporre di cavi multi-conduttore sufficientemente lunghi e di un sistema energizzante in grado di fornire la giusta intensità di corrente. Oltre una certa profondità però il dato non è considerato attendibile e solitamente questa varia tra $1/4$ e $1/5$ della lunghezza dello stendimento.

La spaziatura influisce molto anche sulla risoluzione, la quale risulta essere maggiore in vicinanza degli elettrodi dato che queste porzioni di terreno sono interessate da una maggiore intensità di corrente. Si può capire quindi quanto importante sia la scelta dell'array e della spaziatura tra gli elettrodi perchè in base a questi due fattori dipendono la risoluzione e la profondità di investigazione. Per questo motivo molto spesso si eseguono acquisizioni con spaziature differenti sullo stesso tratto in modo da poter indagare le parti più profonde e allo stesso tempo avere una risoluzione adeguata nelle parti più superficiali.

2.1.4 Acquisizione e inversione

L'acquisizione dei dati è gestita in maniera automatica dal resistivimetro.

Il resistivimetro consente di adottare una procedura che elimina le componenti di ΔV che non sono legate alla corrente iniettata. Il ΔV presente nel terreno viene comunemente chiamato potenziale spontaneo e può essere causato da:

- Potenziali spontanei dovuti a sorgenti all'interno della terra o a flusso d'acqua nei mezzi porosi;
- Correnti telluriche;
- Polarizzazione degli elettrodi.

Per rimuovere gli effetti dovuti al potenziale spontaneo si adotta un metodo che consiste nell'iniettare corrente invertendo ripetutamente il verso e lasciando dei periodi in cui si sospende l'iniezione.

In questi brevi periodi il sistema ha modo di identificare il potenziale non dovuto alla iniezione di corrente e rimuoverlo. Si osserva quindi che l'andamento della corrente iniettata corrisponde ad una funzione d'onda quadra e che la corrente non sia propriamente continua, tuttavia i tempi durante i quali la corrente è tenuta costante sono sufficientemente maggiori rispetto ai tempi di sospensione e quindi si raggiungono le condizioni di lavoro in corrente continua.

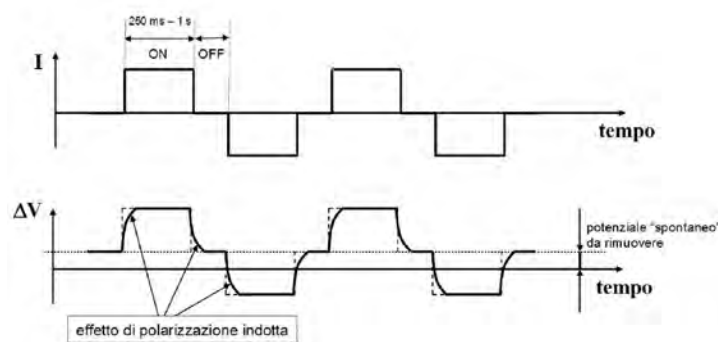


Figura 2.6: Schema rappresentativo dell'andamento della corrente iniettata e del potenziale misurato.

Terminata l'acquisizione i dati vengono trasformati in resistività apparente tramite l'equazione (2.10) con K riferito alla forma del quadripolo usato.

Il risultato è un insieme di misure che formano una sezione bidimensionale di resistività apparente detta pseudosezione.

Tramite questo output è possibile già in campagna dare una valutazione rapida della qualità del dato identificando valori anomali di resistività rispetto ai valori attigui; questi valori vengono chiamati *outliers* e devono essere eliminati prima di proseguire con il processo di inversione.

In qualsiasi misura di resistività è inoltre fondamentale eseguire una stima degli errori. La stima degli errori consente di valutare l'affidabilità del dataset ed è indispensabile per la successiva inversione; saltare questa fase significa utilizzare dei dati che non consentono di ottenere una previsione adeguata del modello diretto.

La stima dell'errore si ottiene mediante delle misure reciproche. In ciascun quadripolo, oltre alle misure dirette, si ripete la misurazione scambiando gli elettrodi di potenziale con quelli di corrente.

Nella teoria i dati che si ottengono dalle misure reciproche dovrebbero essere uguali ma nella realtà molto spesso questo non accade.

Risulta necessario acquisire prima delle misure dirette per l'intero dataset e successivamente delle misure reciproche, in maniera tale da ottenere il valor medio e lo scarto fra le due misure realizzate. Si pone un limite allo scarto quadratico e tutti i dati che superano questa soglia vengono eliminati.

Con le misure rimanenti, tramite un processo di inversione alla Occam, è possibile ottenere un modello 2D di resistività del sottosuolo chiamato tomografia elettrica.

2.2 La resistività dei terreni

L'obiettivo delle prove geoelettriche è quello di ricostruire dei modelli di resistività del sottosuolo partendo da misurazioni di differenze di potenziale passando per misure di resistività apparente.

Si tratta di operazioni complesse eseguite in campo e in laboratorio: l'interpretazione dei modelli va fatta con molta attenzione e prudenza.

Risulta molto facile cadere in facili approssimazioni o arrivare a conclusioni distanti dalla realtà. Oltre all'anisotropia e alle disomogeneità presenti nel terreno che rendono difficile la ricostruzione del modello geometrico, la resistività del sottosuolo dipende da molteplici fattori (Musset E.A et al., 2003):

- Dalla porosità;
- Dal contenuto d'acqua nei pori;

- Dalla composizione mineralogica;
- Dal grado di fratturazione e saturazione;
- Dal contenuto di sostanze organiche.

Tra questi fattori, quello che più influisce sulla resistività è sicuramente il contenuto d'acqua.

Il terreno si può considerare composto da due mezzi, uno isolante, la matrice, ed uno, a cui è dovuta la conducibilità, costituito da fessure canalicoli e pori riempiti di acqua (Corrao M., 2009).

La resistività del terreno è sempre maggiore a quella dell'acqua contenuta nei pori, è minima quando il grado di saturazione è massimo ed è tanto minore quanto maggiore è la porosità.

Quanto detto lo possiamo ricavare dalla formula di Archie, la quale lega la porosità ϕ , il grado di saturazione S , la resistività dell'acqua ρ_w e la resistività del terreno ρ (Archie G.E., 1942.):

$$\rho = a\rho_w\phi^{-m}S^{-n} \quad (2.11)$$

i parametri a , m ed n sono costanti e dipendono dal tipo di terreno indagato. a tiene conto della compattazione, m del grado di cementazione e n del grado di saturazione. Oltre ai fattori già indicati in precedenza, la resistività dipende anche dalla *tessitura*, cioè dalla disposizione, dalla forma e dimensioni dei granuli che compongono il materiale e dalla rete di canalicoli.

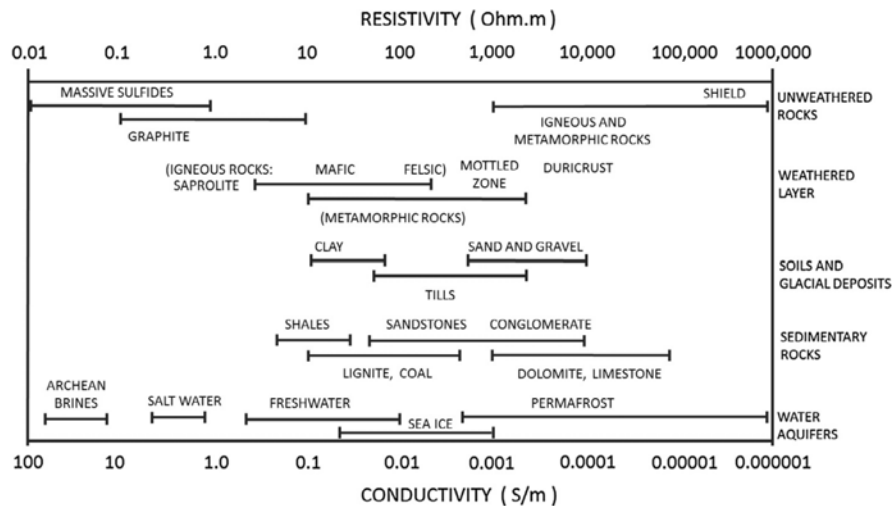


Figura 2.7: Range di resistività per acqua terreni e rocce.

In figura 2.7 sono riportati dei range di resistività per varie classi di terreno e fluidi, come risulta evidente, anche per singole classi di terreni si registra una forte variabilità

dei valori talvolta per diversi ordini di grandezza.

In generale si può dire che i sedimenti non consolidati presentano valori di resistività inferiori alle rocce sedimentarie, tuttavia risulta difficile stimare valori precisi dato lo scarso grado di consolidazione e quindi la presenza di acqua contenuta nei pori (Gunn D.A. et al, 2014).

Recenti studi sostengono che la resistività è influenzata anche dalla distribuzione degli ioni sulla superficie dei grani che compongono il terreno.

Nelle sabbie e nelle ghiaie la corrente scorre attorno ai grani e segue la migrazione ionica all'interno del fluido di saturazione, mentre nei terreni argillosi, il movimento di ioni distribuiti sulle superfici delle particelle di argilla, causa una conduzione aggiuntiva che diminuisce i valori di resistività rispetto a quelli dei terreni granulari.

Dalla relazione di Waxman e Smits (2.12) le proprietà elettriche delle argille sono fortemente condizionate, oltre che dalla composizione mineralogica, anche dalla capacità di scambio di cationi.

$$\rho = \frac{a\rho_w\phi^{-m}S^{1-n}}{S + \rho_w BQ} \quad (2.12)$$

Nella formula il numeratore si riferisce alla migrazione di ioni nel fluido saturo ed ha una forma simile all'equazione di Archie, mentre il denominatore si riferisce al contributo di conduzione attraverso la matrice di argilla. Il parametro B riguarda la conducibilità dei cationi (come potassio, calcio, sodio o alluminio) e Q si riferisce alla capacità di scambio (CEC) o la capacità di argilla di tenere cationi all'interno del doppio strato diffuso sulla superficie. Ad esempio, argille con resistività superiori, come caolinite hanno una bassa CEC, argille con resistività inferiori, come la illite hanno una CEC media e le argille con resistività basse hanno una alta CEC.

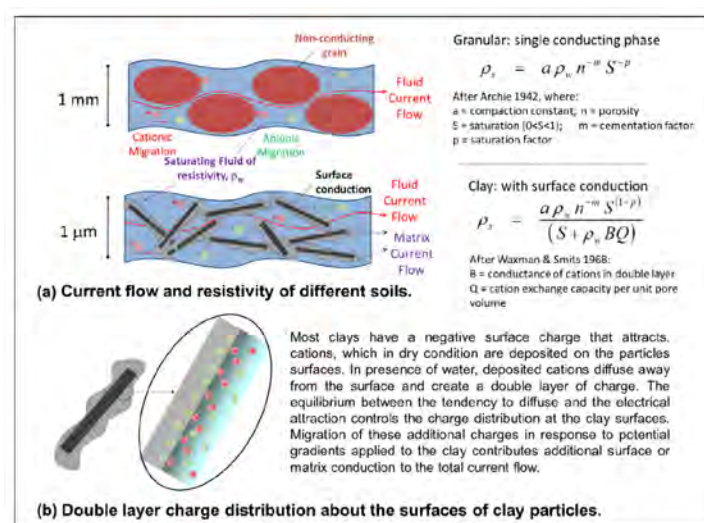


Figura 2.8: Modalità di conduzione elettrica nei terreni granulari e argillosi (Gunn D.A. et al., 2014).

A fronte di queste considerazioni, è evidente che non esiste una corrispondenza univoca tra valori di resistività ottenuti dal processo di inversione e terreno presente nel sottosuolo, troppi sono i fattori che influiscono sui risultati, alcuni veramenti determinanti come il contenuto d'acqua (Gunn D.A. et al., 2014).

Nella fase di interpretazione, risulta quindi necessario tenere conto delle caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno per poter restringere il range di variabilità dei valori.

Terreno	Resistività
Rocce	100 - $10^5 \Omega\text{m}$
Ghiaia	100 - 5000 Ωm
Sabbia	100 - 1000 Ωm
Limo	10 - 400 Ωm
Argilla	10 - 120 Ωm

Tabella 2.1: Range di resistività delle classi di materiale presente nel sito del fiume Frassine

2.3 La resistività del calcestruzzo

2.3.1 Il calcestruzzo

Il calcestruzzo è costituito da cemento, aggregato grossolano, sabbia e acqua. Gli aggregati fini e grossolani rappresentano la massa del composto e sono legati insieme dalla pasta di cemento idratata. La pasta di cemento è l'unione tra cemento e acqua che si legano mediante la reazione di idratazione.

2.3.2 Composizione

Il cemento è un legante sottoforma di polvere secca che a contatto con l'acqua reagisce e forma un composto stabile molto resistente. Il più comune cemento è il cemento portland, che è costituito da ossido di calcio, ossido di silicio, ossido di alluminio, ossido di ferro, ossido di magnesio, solfati.

La quantità d'acqua che si va ad aggiungere per avere la reazione di idratazione ha un ruolo fondamentale, sia per il fatto che regola la lavorabilità del composto, sia perchè influenza notevolmente la porosità della pasta di cemento idratata.

A causa dell'umidità ambientale e della porosità di questa pasta, all'interno del calcestruzzo si trova in varie forme un gran quantitativo di acqua.

2.3.3 Microstruttura

Il calcestruzzo ha una microstruttura molto eterogenea e complessa che comprende i 3 maggiori componenti, pasta di cemento idratata, aggregati e zona di transizione tra cemento e aggregati. In termini di proprietà elettriche si può dire che la pasta di cemento

idratata, la zona di transizione e l'acqua contenuta nei pori hanno un ruolo importantissimo. La pasta di cemento idratata è un complicato mix contenente varie fasi solide.

La fase più significativa è rappresentata dal calcio silicato (C-S-H).

Il C-S-H contiene dei piccolissimi pori (detti gel pores) che hanno dimensioni tra 1 nm - 10 nm. Gli altri vuoti presenti all'interno della pasta di cemento idratata sono pori capillari e vuoti d'aria. Le dimensioni dei pori capillari variano tra 5 nm - 5 μm .

Questi pori sono molto influenzati dal rapporto a/c, in quanto con un rapporto a/c inferiore a 0.4 il processo di idratazione porta al consumo dell'intero contenuto d'acqua riducendo il numero dei pori capillari a zero.

I vuoti d'aria, invece, a differenza dei pori capillari, si formano a causa di bolle d'aria intrappolate nella fase di getto del calcestruzzo (Karhunen K., 2013).

La presenza di questi vuoti, piccoli o grandi, fa sì che all'interno della pasta cementizia sia presente un grosso quantitativo di acqua, intrappolata in varie forme:

- Vapore acqueo in equilibrio con l'ambiente;
- Acqua capillare contenuta nei vuoti di dimensioni dell'ordine di 5 nm;
- Acqua libera nei pori capillari più larghi (oltre 50 nm);
- Acqua fisicamente assorbita nel C-S-H;
- Acqua tra i vari strati di C-S-H;
- Acqua chimicamente combinata nei costituenti mineralogici del cemento.

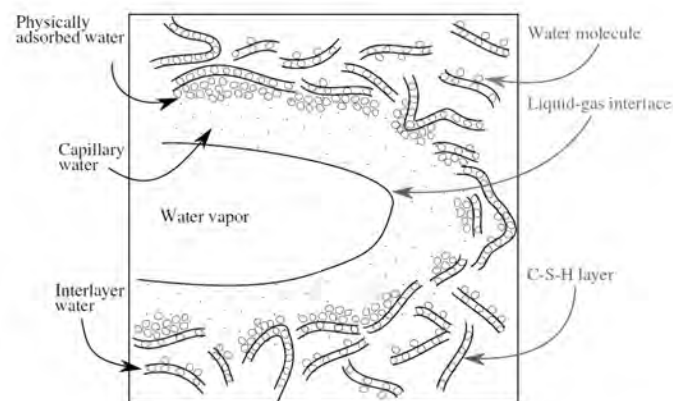


Figura 2.9: Rappresentazione dei vari tipi d'acqua contenuti nella pasta cementizia (Karhunen K., 2013).

A fronte di quanto scritto possiamo già farci un'idea sulle proprietà elettriche del calcestruzzo. Se in un primo momento si può pensare che i valori di resistività siano sempre elevati a causa della presenza di aggregati lapidei, in realtà l'acqua contenuta in varie

forme nella pasta cementizia fa sì che il composto sia caratterizzato da valori in molti casi relativamente bassi.

2.3.4 Resistività del calcestruzzo

Anche nel caso del calcestruzzo dobbiamo parlare di range di resistività. Come dimostra la figura 2.10 i range variano molto a seconda del grado di umidità. Così come visto per i terreni, anche per il calcestruzzo non esiste una corrispondenza biunivoca tra valore riscontrato nel modello e materiale.

Material/environment		ρ (Ωm)	σ (mS/cm)
Concrete	Wet	15 – 200	0.05 – 0.67
	Outdoors (exposed)	100 – 400	0.025 – 0.1
	Outdoors (sheltered)	200 – 500	0.02 – 0.05
	Indoors (50% RH)	> 3000	< $3 \cdot 10^{-3}$
Aggregate	Quartz	$4 \cdot 10^4 - 1 \cdot 10^{12}$	$1 \cdot 10^{-11} - 2.5 \cdot 10^{-4}$
	Granite	$5000 - 1 \cdot 10^6$	$1 \cdot 10^{-5} - 2 \cdot 10^{-3}$
	Sandstone	180 – 4000	$2.5 \cdot 10^{-3} - 0.056$
	Limestone	300 – 1500	0.007 – 0.033

Figura 2.10: Tipiche resistività e conducibilità di diversi calcestruzzi e aggregati.

La figura 2.10 mostra inoltre che la resistività degli aggregati è qualche ordine di grandezza maggiore rispetto a quella complessiva del calcestruzzo.

Per questo motivo gli aggregati vengono considerati degli inerti non conduttivi e la conduzione di elettricità è in larga parte dovuta alla pasta di cemento idratata e ai pori capillari pieni d'acqua che sono distribuiti casualmente in essa (Lovell-Smith J.W., 1997).

Secondo alcuni studi quando un calcestruzzo è costantemente inumidito la resistività può aumentare da uno stato iniziale di circa $4 \Omega\text{m}$ a circa $40 \Omega\text{m}$ per $a/c = 0.6$ fino a $80 \Omega\text{m}$ per $a/c = 0.4$ (Hughes et al. 1985).

Campioni esposti all'aria aperta e non costantemente inumiditi, raggiungono resistività maggiori quando il calcestruzzo si asciuga.

Gli aggregati presentano valori di resistività di qualche ordine superiori rispetto a quelli della pasta cementizia, questo fa concludere che il 90% della corrente viene condotta attraverso la pasta cementizia e solamente il 10% attraverso gli aggregati.

La pasta è dunque un fattore di controllo importante nella resistività del calcestruzzo e tutto ciò che riguarda la conducibilità elettrica della pasta influenza quella del calcestruzzo. Inoltre, poiché la resistività della pasta di cemento secca può raggiungere valori fino a $10^9 \Omega\text{m}$ (Neville, 1981), è il contenuto di umidità responsabile della maggior conduzione di corrente attraverso il calcestruzzo.

La resistività del calcestruzzo dipende dunque da:

1. resistività, porosità e permeabilità dell'aggregato;
2. le dimensioni, le distribuzioni e la forma dell'aggregato;
3. le proporzioni relative di aggregati, cemento ed acqua nella miscela iniziale.

Dai processi di indurimento del calcestruzzo (umidità ambientale, vento e temperatura) che hanno effetti su:

1. porosità;
2. distribuzione dei pori capillari e dei gel pores;
3. connettività dei pori;
4. dal grado di umidità.

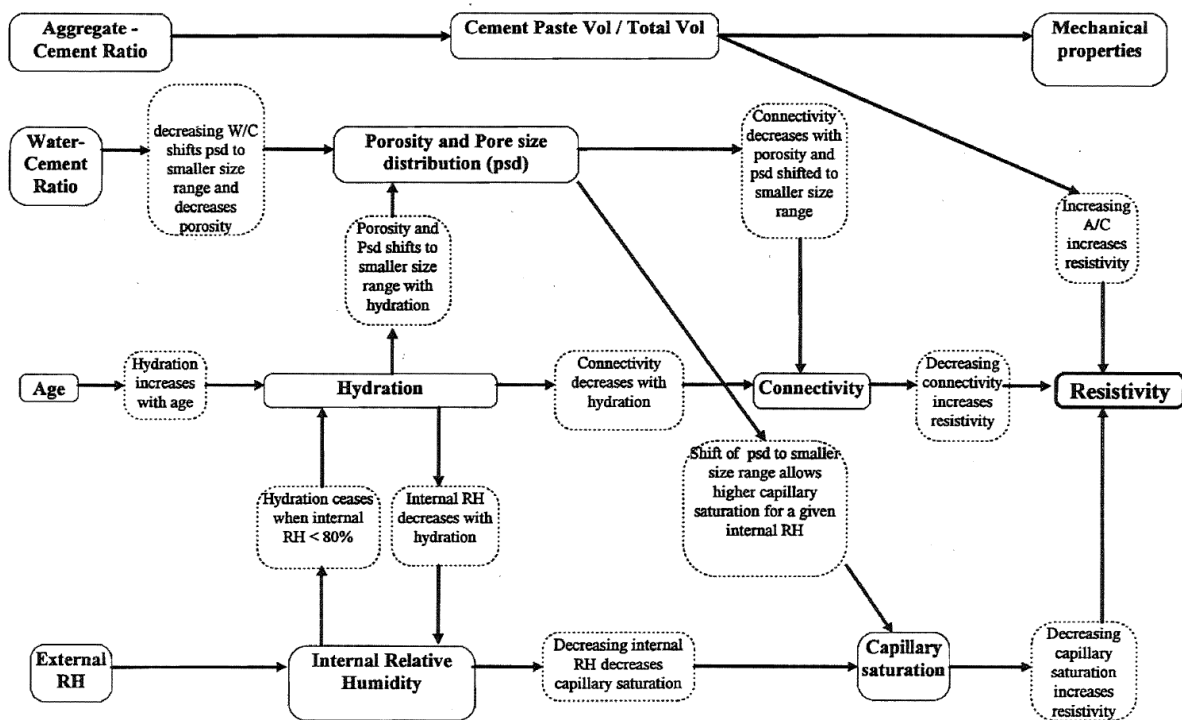


Figura 2.11: Fattori che influenzano la resistività del calcestruzzo (Lovell-Smith J.W., 1997).

2.4 Il metodo sismico MASW

Il metodo MASW (*multichannel analysis of surface waves*) è una tecnica geofisica non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio V_s (Lai et Al., 2006).

L'utilizzo di questa prova per la caratterizzazione del terreno è cresciuto notevolmente negli ultimi anni e le ragioni di questo successo sono in particolar modo dovute alla rapidità di esecuzione e alla possibilità di eseguire l'indagine direttamente dal piano campagna senza realizzare fori come accade per test cross-hole o down-hole.

La tecnica sfrutta la dispersione geometrica delle onde superficiali di Rayleigh generate da una sorgente impulsiva collocata in corrispondenza del piano campagna.

I segnali sono rilevati attraverso uno stendimento di geofoni in superficie e per questo motivo il terreno non subisce significative perturbazioni.

La procedura standard per determinare il profilo delle velocità V_s si suddivide in tre fasi; la prima consiste nell'acquisizione dei dati, la seconda nell'elaborazione del segnale per ottenere la curva di dispersione sperimentale e infine la terza fase che consiste nel processo di inversione.

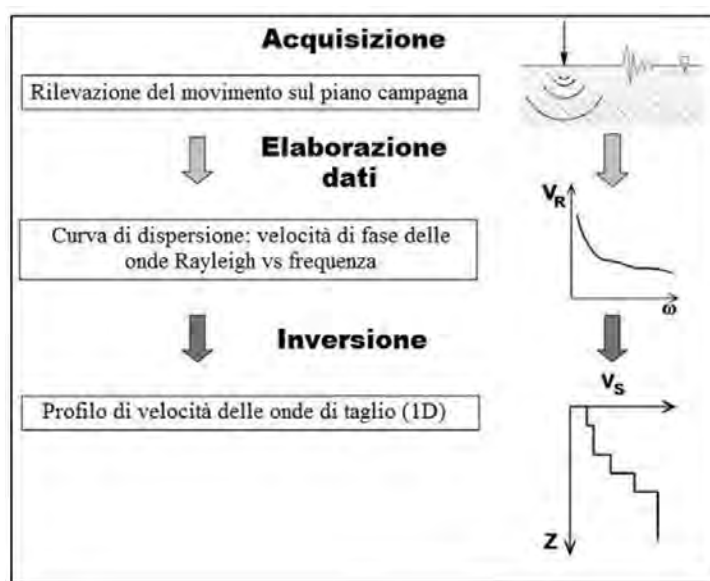


Figura 2.12: Diagramma delle operazioni nelle prove MASW (Foti, 2005).

2.4.1 Principi fisici

Le onde di Rayleigh sono onde superficiali generate dall'interferenza di onde P e S. Queste si propagano in superficie e compiono orbite ellittiche lungo la direzione di propagazione.

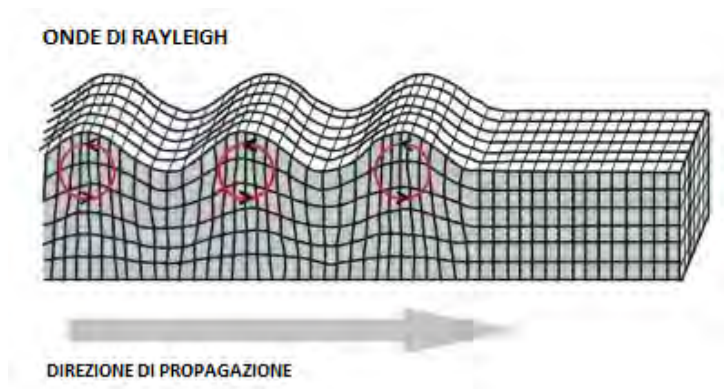


Figura 2.13: Propagazione delle onde di Rayleigh.

Il moto generato dalle onde di Rayleigh si attenua ad una profondità che solitamente è pari a una lunghezza d'onda λ . Una caratteristica fondamentale di queste onde è che nei mezzi verticalmente eterogenei subiscono gli effetti della *dispersione geometrica* la quale determina una dipendenza della velocità dalla frequenza.

Infatti qualsiasi sia la λ con cui si propagano le onde, queste risultano influenzate dalle proprietà meccaniche del materiale attraversato e ciò comporta una variazione della velocità con la frequenza.

Le onde con frequenze elevate ($\ll \lambda$) si propagano negli strati meno profondi e permettono di ottenere informazioni sui materiali superficiali, mentre frequenze più basse ($\lambda \gg$) penetrano più in profondità nel sottosuolo.

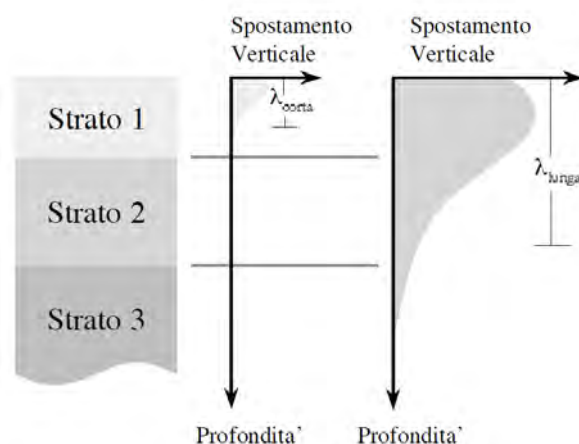


Figura 2.14: Profondità di penetrazione delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza.

Infine è importante ricordare che la velocità di propagazione dipende dalle velocità delle onde S: in un mezzo omogeneo le velocità delle onde di Rayleigh V_R sono leggermente inferiori rispetto alle V_S ($0.87V_S < V_R < 0.96V_S$, in funzione del coefficiente di Poisson). Per lo studio delle onde superficiali sono stati sviluppati vari modelli di terreno e differenti leggi costitutive per descrivere il comportamento del sottosuolo dal punto di vista dei

fenomeni sismici; nei problemi di caratterizzazione il modello maggiormente utilizzato è il modello 1D che assume il suolo come un serie di piani in cui gli strati sono lateralmente omogenei.

Se si scrive l'equazione del moto per un mezzo lateralmente omogeneo, assumendo un campo di deformazione piano, imponendo le condizioni al contorno relative alle onde in un semispazio con una superficie libera e imponendo la condizione di continuità dello sforzo e della deformazione alle interfacce degli strati, si ottiene un problema lineare differenziale di autovalori (Socco L.V., 2004). Il problema presenta una soluzione non nulla solamente per determinati valori del numero d'onda (k) e nei sistemi stratificati questa può essere ottenuta imponendo una relazione tra frequenza e numero d'onda definendo così l'equazione secolare di Rayleigh:

$$F[f, k, V_S, \rho, \nu, h] = 0 \quad (2.13)$$

Nei terreni verticalmente eterogenei questa è una funzione non univoca della frequenza che rappresenta le curve modali (Socco L.V., 2004).

Infatti in un mezzo stratificato, per ogni frequenza, la funzione secolare può avere più zeri; questo comporta che per la stessa frequenza si possono avere diverse velocità di fase e ciò corrisponde a diversi modi di propagazione. L'energia si distribuisce sui vari modi e nel metodo MASW si considera che il primo modo, ossia il fondamentale, sia quello dominante dal punto di vista energetico. Le consuete procedure di inversione richiedono l'identificazione di un preciso modo di vibrazione, solitamente quello fondamentale, tuttavia in alcuni casi i modi superiori sono energeticamente predominanti e non riconoscerli potrebbe provocare dei grossi errori nelle fasi successive portando così ad una sovrastima delle V_S .

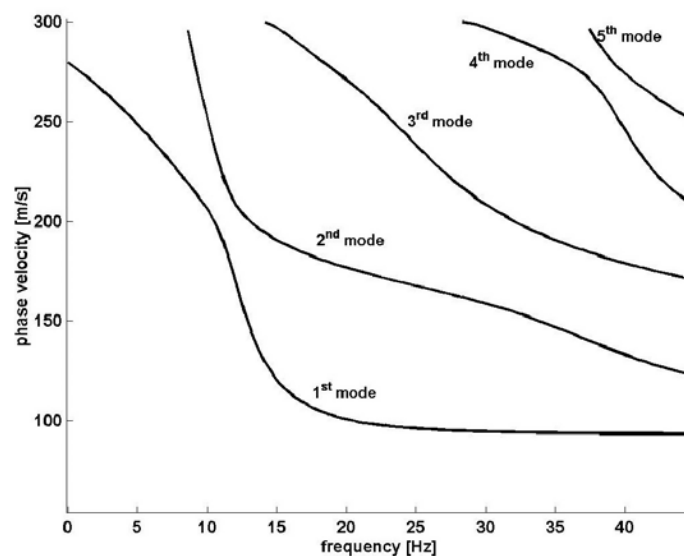


Figura 2.15: Esempio di curve modali (Socco L.V., 2004).

2.4.2 Acquisizione e strumenti di misura

Per eseguire una prova MASW sono necessarie le seguente strumentazioni:

1. Sorgente impulsiva: una mazza da 5 o 10 kg con piastra metallica su cui battere da posizionare sul terreno.
2. Ricevitori (geofoni) caratterizzati da frequenza propria pari a 4,5 Hz.
3. Sismografo multicanale collegato ai geofoni per l'acquisizione dei segnali.

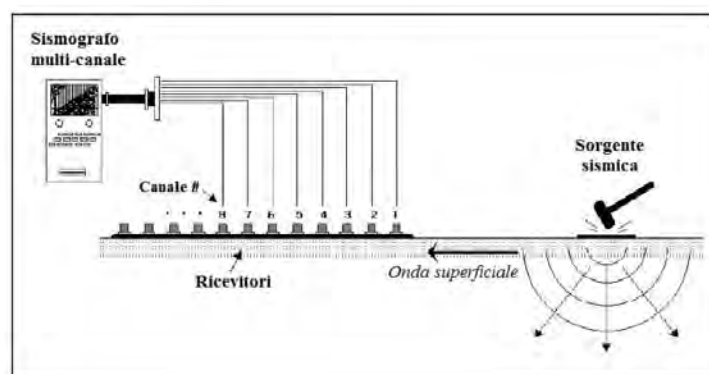


Figura 2.16: Schema della strumentazione per eseguire un'indagine MASW (Park et al., 2001).

La scelta dell'attrezzatura e della configurazione dei geofoni è strettamente connessa all'obiettivo dell'indagine che si vuole eseguire e alla tecnica che si utilizzerà per eseguire l'interpretazione dei dati (Foti S., 2005).

Durante la prova l'onda viene generata da una sorgente sismica; sono diversi i tipi di sorgenti sismiche che possono essere utilizzate a seconda delle frequenze generate: l'uso di semplici mazze permette di ottenere segnali ad alta frequenza (10-150 Hz) mentre aumentando la massa della sorgente si possono avere segnali a bassa frequenza (2-40 Hz).

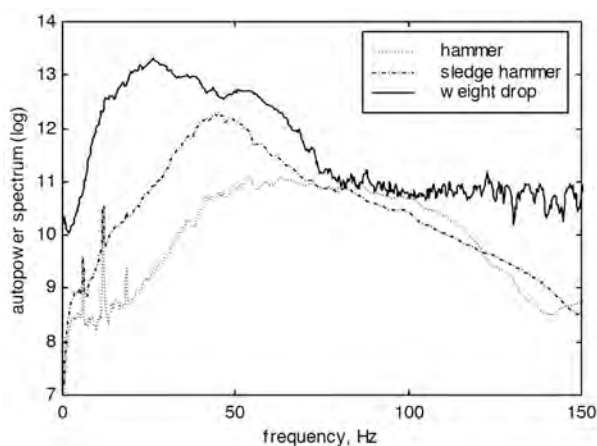


Figura 2.17: Spettri di energia generati da differenti sorgenti (Foti S., 2005).

Considerando che tipicamente la profondità di interesse nelle indagini geotecniche è inferiore ai 30 m si ricorre all'uso di mazze leggere come sorgenti sismiche perchè permettono di caratterizzare al meglio le porzioni più superficiali del sottosuolo.

Nel caso si volesse indagare più in profondità è necessario utilizzare una sorgente più pesante. I geofoni utilizzati sono disposti lungo una retta e equispaziati tra loro; ognuno di questi viene collegato al dispositivo di acquisizione (sismografo).

Nella fase di acquisizione è importante scegliere adeguatamente i parametri di campionamento spazio-tempo; i parametri nello spazio sono determinati dalla disposizione dei geofoni, mentre quelli nel tempo sono impostati sul dispositivo di acquisizione.

Nella pratica si dispongono i geofoni a distanze costanti in modo da avere una più semplice elaborazione dei dati. La spaziatura risulta importante perchè man mano che questa viene aumentata, vi è la possibilità di rilevare lunghezze d'onda ampie e quindi caratterizzare strati più profondi. La scelta dei parametri di acquisizione invece è in relazione con il range di frequenze di interesse (5-150 Hz per applicazioni ingegneristiche); un passo di campionamento di 2 ms è sufficiente per le analisi basate sulla dispersione delle onde superficiali (Foti S., 2005). Nella fase di acquisizione gran parte dell'energia di una sorgente applicata alla superficie del suolo si propaga sotto forma di onde superficiali tuttavia nel momento in cui si trasferisce energia al terreno si generano diversi tipi di onde.

Il metodo MASW, a differenza del metodo SASW, attraverso registrazioni multiple dei segnali permette di identificarle ed eseguire delle regolazioni che le riducano in modo da elaborare solamente i dati relativi alle onde superficiali.

2.4.3 Elaborazione dati

La fase successiva all'acquisizione dei dati in campagna consiste nei processi necessari per la determinazione della curva di dispersione sperimentale, ossia la relazione tra velocità di fase e frequenza.

Vi sono vari metodi di elaborazione, i più utilizzati si basano sulla trasformata di Fourier; questi consistono nella trasformazione dei dati dal dominio $t-s$ (tempo-spazio) al dominio $f-k$ (frequenza-numero d'onda) nel quale la curva di dispersione può essere facilmente ricavata attraverso i massimi spettrali. I dati sperimentali possono essere trasformati anche in altri domini, ad esempio quello $f-c$ (frequenza-velocità di fase) ma il risultato non cambia perchè si riesce ad ottenere la medesima curva di dispersione. Partendo dal sismogramma di campagna, attraverso una doppia trasformata di Fourier si ricava lo spettro $f-k$ in cui sono rappresentati i massimi per ogni frequenza. Il passaggio dallo spettro $f-k$ al grafico velocità di fase-frequenza si ottiene utilizzando la relazione:

$$V = 2\pi \frac{f}{k} \quad (2.14)$$

In questo modo la curva di dispersione è integralmente definita.

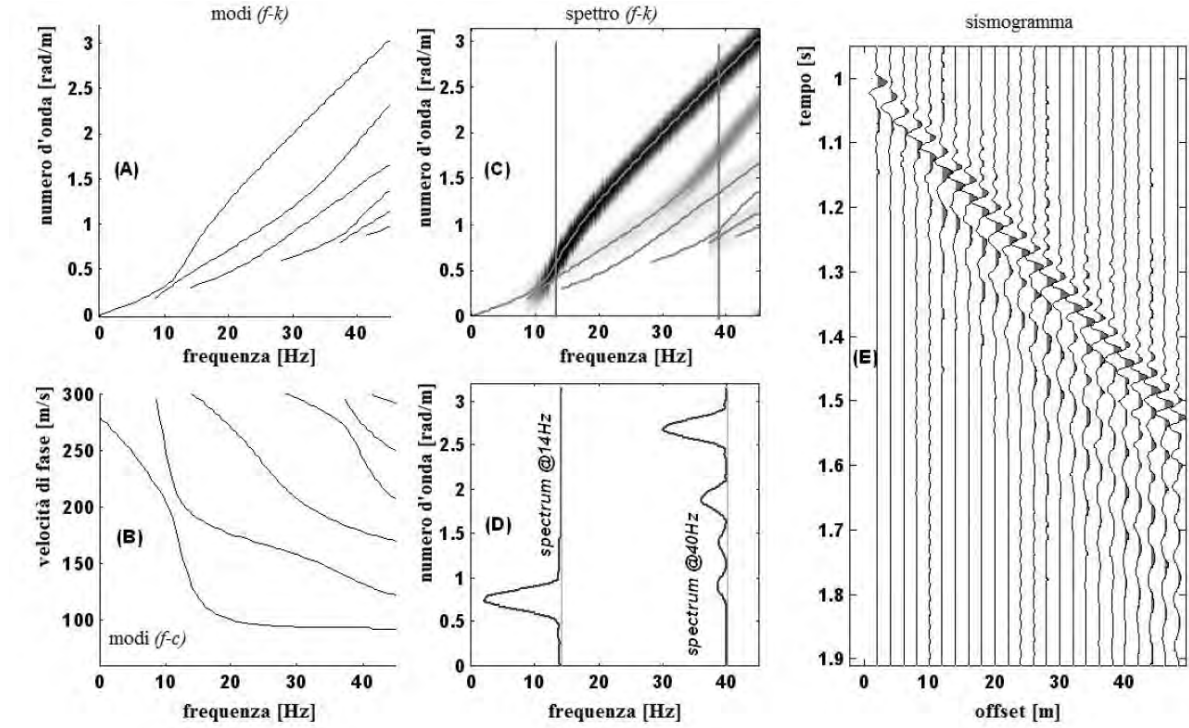


Figura 2.18: Schema sintetico del procedimento per ottenere la curva di dispersione. (E) rappresenta il sismogramma di partenza. (C) è lo spettro $f-k$ ottenuto mediante doppia trasformata di Fourier del sismogramma. (D) dimostra i lobi prodotti dalla dispersione per ogni frequenza in esame. I grafici (A) e (B) rappresentano le curve modali in $f-k$ e $f-c$.

2.4.4 Inversione

Il processo di inversione dei dati è l'ultima fase che consente di ricavare il profilo delle velocità V_S sulla base della curva di dispersione sperimentale. L'inversione infatti permette di determinare i parametri del modello di suolo caratterizzati da una curva di dispersione più vicina possibile a quella ricavata dai dati sperimentali.

La prima operazione da eseguire, detta parametrizzazione, consiste nel fornire agli algoritmi un modello di partenza monodimensionale caratterizzato da strati orizzontali omogenei di cui si ipotizza V_S , ρ , ν . La parametrizzazione è di fondamentale importanza perchè i processi di inversione sono dei problemi mal posti ed è necessario introdurre dei parametri noti affinchè vi sia un ridotto numero di incognite e si possa limitare i problemi dovuti alla non unicità della soluzione.

Conclusa l'operazione di parametrizzazione, per ottenere la curva di dispersione teorica, è necessario affrontare un problema diretto che consiste nel risolvere un sistema di equazioni di tutti gli strati che costituiscono il modello teorico di partenza.

Il sistema può essere descritto in forma matriciale come segue:

$$[u][S] = [A] \quad (2.15)$$

Tutte le condizioni al contorno lungo le interfacce ossia la congruenza degli spostamenti e l'equilibrio delle forze, sono soddisfatte quando il determinante di S è nullo e ciò significa $F[f, k, V_S, \rho, \nu, h] = 0$.

Partendo dal sistema noto, fissata la frequenza, si fa variare il numero d'onda sino a quando si ottiene il valore che annulla la funzione secolare; successivamente al variare della frequenza viene tracciata l'intera curva di dispersione utilizzando la seguente relazione:

$$V_R = 2\pi \frac{f}{k} \quad (2.16)$$

Ottenuta la curva di dispersione teorica, attraverso l'operazione di ottimizzazione, viene eseguito un match tra i valori teorici e sperimentali della curva di dispersione in modo tale da ottenere i parametri del modello reale, e quindi le velocità V_S delle onde di taglio.

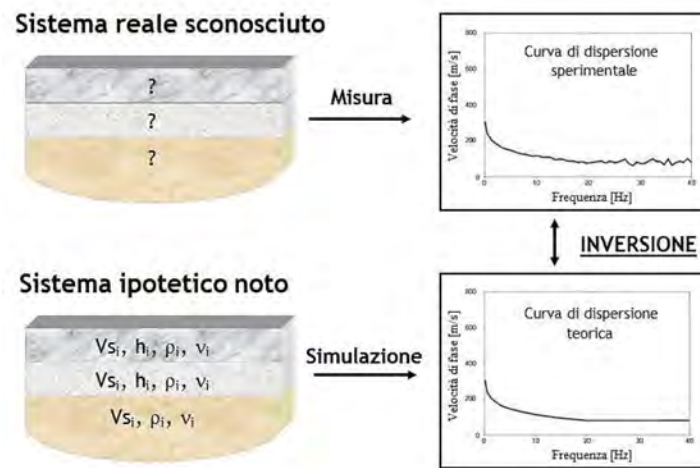


Figura 2.19: Schema del processo di inversione del metodo MASW (Peluso E., 2013).

I valori di V_S che si ottengono dalle prove MASW non sono influenzati da numerosi fattori come avviene per i valori di resistività, tuttavia anche per questi non esiste una relazione biunivoca tra valore e tipologia di terreno investigato. Per le varie tipologie di materiale presente nel sito del fiume Frassine, esistono dei range di valori tipici. Bassi valori di V_S (150-250 m/s) corrispondono generalmente a limi e argille, invece valori elevati (250-600 m/s) sono tipici di sabbie e ghiaie. Materiali più rigidi come rocce, calcestruzzo o strutture costituite da cemento presentano valori di V_S estremamente elevati (> 800 m/s).

Capitolo 3

Caso studio

Questo capitolo fornisce l'inquadramento territoriale e le caratteristiche del fiume Frassine, successivamente presenta gli eventi meteorologici che hanno causato la rotta arginale del fiume stesso e gli interventi eseguiti.

3.1 Inquadramento territoriale

Il fiume Frassine è situato in provincia di Padova ed è uno dei tratti che formano il fiume dai sei nomi: Agno-Guà-Frassine-Brancaglia-Santa Caterina e fiume Gorzone.

Corso d'acqua	Nasce	Sfocia	Lunghezza
Agno	Recoaro Terme	Tezze (Arzignano)	28,79 km
Guà	Tezze (Arzignano)	Borgo Frassine (Montagnana)	37,87 km
Frassine	Borgo Frassine (Montagnana)	Brancaglia (Este)	13,42 km
Brancaglia	Brancaglia (Este)	Pra (Este)	4,78 km
Santa Caterina	Pra (Este)	Gorzone (Vescovana) e Brenta	20,14 km

Tabella 3.1: Frammentazione e diverse denominazioni del fiume Guà.

Il primo tratto chiamato Agno nasce nelle prealpi vicentine, presso il comune di Recoaro e scorre lungo tutta la valle montana. Poi il corso d'acqua prosegue in direzione nord-sud fino alla confluenza con il Restana presso Tezze di Arzignano e qui prende nome di fiume Guà.

Il Guà passa per Lonigo e procede verso Cologna Veneta entrando nella provincia di Verona. Giunge nella località Frassine, in provincia di Padova dalla quale ne assume il nome. Il fiume prosegue verso Este ne percorre la pianura prima con il nome di canale Brancaglia e poi ancora con il nome di canale Santa Caterina. Infine scorrendo verso sud raggiunge e sorpassa il fiume Fratta-Gorzone al quale si unisce dopo essere tornato a scorrere verso est, nel comune di Vescovana; il corso d'acqua acquisisce così il nome di fiume Gorzone. Mantenendo la stessa direzione raggiunge il fiume Brenta, nel quale si immette in prossimità della foce.

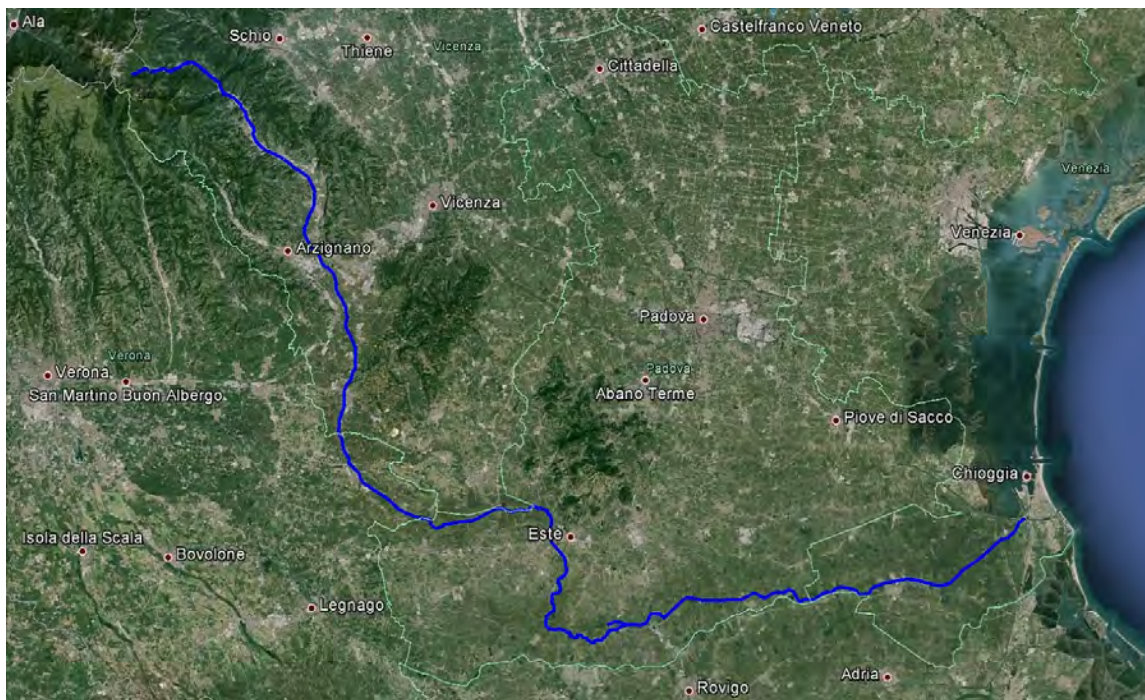


Figura 3.1: Tracciato Agno-Guà-Frassine-Brancaglia-Santa Caterina-Gorzone.

3.2 Il fiume Frassine

Il fiume Frassine è un corso d'acqua della lunghezza di 13,42 km e raccoglie le acque provenienti dal bacino idrografico dell'Agno-Guà. Il bacino ha una superficie di circa 260 km² ed è limitato a sud dalla catena delle Tre Croci e ad ovest dal gruppo del Carega. La parte superiore del bacino rientra nella fascia che racchiude le aree di maggior piovosità del Veneto. Infatti in primavera e autunno si registrano i massimi delle precipitazioni, che si manifestano brevi ma di forte intensità.

Il regime idrologico è dunque improntato su una forte stagionalità. In occasione di intensi eventi, la forte pendenza dell'alto tratto montano e la bassa permeabilità del substrato determinano la formazione di piene rapide e veloci, che in poco tempo giungono in pianura e che causano in alcuni casi forti inondazioni.



Figura 3.2: Tracciato fiume Frassine.

3.3 Cronologia degli eventi

A partire dal 31 ottobre fino al 2 novembre 2010 il Veneto, in particolare le zone prealpine e pedemontane, è interessato da forti precipitazioni. L'evento è stato inoltre caratterizzato dalla presenza di venti di scirocco che hanno determinato lo scioglimento della neve caduta nelle settimane precedenti, e ha impedito il regolare deflusso dei fiumi alla foce. A seguito di tale evento in gran parte del territorio Veneto si sono verificati fenomeni di dissesto idrogeologico tali da causare problemi di filtrazione, rotture e cedimenti arginali in molti corsi d'acqua principali.

Il fenomeno meteorologico si è presentato come segue:

Domenica 31 ottobre: dal mattino su tutta la regione Veneto iniziano le prime precipitazioni. I fenomeni si presentano con intensità debole in pianura e sulle dolomiti settentrionali (1-5 mm/h), con intensità moderata su pedemontana e prealpi (5-10 mm/h) e a tratti anche forte sulle prealpi vicentine, trevigiane e bellunesi (oltre 10 mm/h). Sono presenti forti venti di scirocco che interessano la costa e la fascia prealpina.

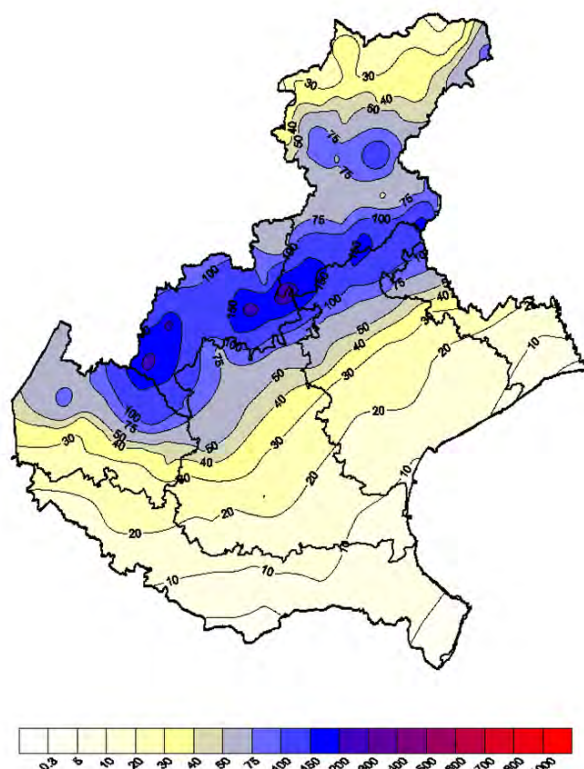


Figura 3.3: Dettaglio mm di precipitazioni giorno 31 ottobre.

Lunedí 1 novembre: le precipitazioni persistono manifestando gli stessi caratteri del giorno precedente.

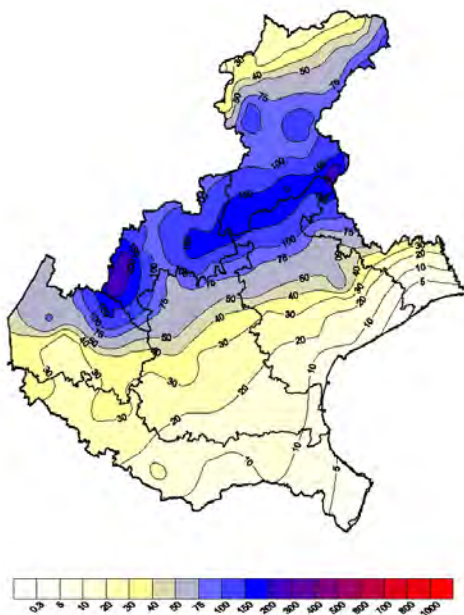


Figura 3.4: Dettaglio mm precipitazioni giorno 1 novembre.

Martedì 2 novembre: le precipitazioni, in prevalenza deboli o moderate, insistono fino alla tarda mattinata e in seguito i fenomeni diventano più discontinui e locali fino a cessare completamente.

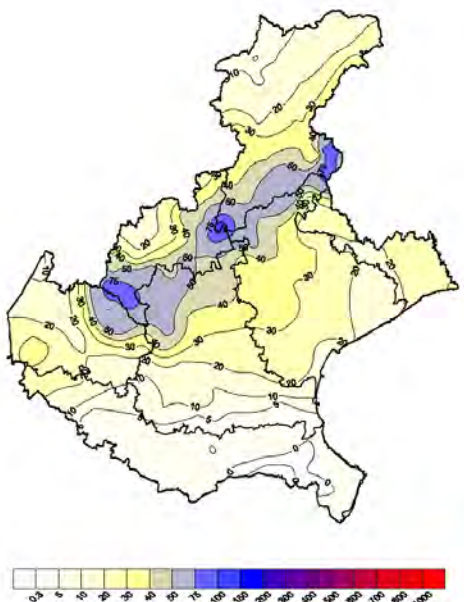


Figura 3.5: dettaglio mm precipitazioni giorno 2 novembre.

3.4 Livelli idrometrici

Il verificarsi dell'evento sopra descritto ha causato l'innalzamento dei livelli idrometrici di molti corsi d'acqua, in particolare sul fiume analizzato in questa tesi.

La piena fluviale lungo l'asta Agno-Guà è stata particolarmente sostenuta. Dalle figure successive si può vedere come i livelli hanno raggiunto e in alcuni casi superato quelli registrati in occasione della massima piena storica.

La figura 3.6 mostra il propagarsi della piena del torrente Agno dal comune di Recoaro sino alla stazione idrometrica di Ponte Asse, mentre la figura 3.7 evidenzia la situazione di criticità e gli eccezionali livelli raggiunti del fiume Frassine che hanno provocato la rotta arginale in destra idraulica nel comune di Megliadino San Fidenzio (PD) in località Prà di Botte.



Figura 3.6: Livelli idrometrici del fiume Agno-Guà.

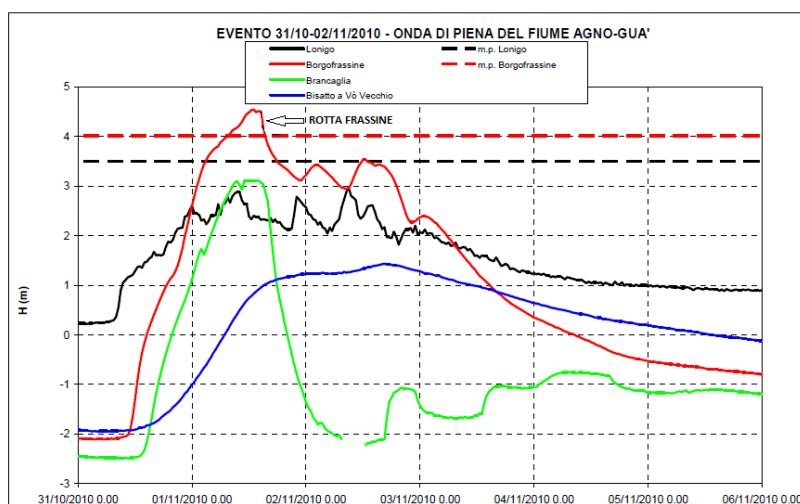


Figura 3.7: Livelli idrometrici fiume Agno-Guà con indicato il momento della rotta nel fiume Frassine.

3.5 La rotta del fiume Frassine

Dall'esame dei grafici idrometrici sopraesposti emerge che i rilevati arginali del nostro sito di studio sono stati sottoposti ad un forte stress idraulico.

Già dalle prime ore del mattino di lunedì 1 novembre 2010 i livelli registrati presso l'idrometro di Borgo Frassine hanno raggiunto le strutture viarie soprastanti così da rendere difficoltoso il regolare deflusso delle acque. Nel corso della giornata sono stati segnalati fenomeni erosivi e moti di filtrazione in corrispondenza delle arginature.

Una prima falla si è verificata in località Caprano la quale però non ha provocato nessun cedimento, una seconda in località Prà di Botte che ha compromesso la struttura degenerando poi nella rotta presa in esame.

Questa breccia, sottoposta all'intensa forza dell'acqua, ha continuato ad espandersi durante tutto il pomeriggio fino a raggiungere la larghezza di 130 m e facendo fuoriuscire 23 milioni di m³ di acqua che hanno allagato 4900 ha di territorio.



Figura 3.8: Rotta Frassine.



Figura 3.9: Rotta Frassine.

3.6 Interventi eseguiti

I primi interventi eseguiti in piena emergenza ebbero come scopo quello di limitare ed interrompere il potente flusso d'acqua e fango diretto nei territori circostanti. Inizialmente vennero scaricati numerosi carichi di pietrame di grossa pezzatura in grado di resistere alla velocità dell'acqua che aveva già creato un gorgo con un volume di circa 3000 m³ nel terreno adiacente la rotta. I giorni successivi furono caratterizzati da deboli precipitazioni che favorirono l'abbassamento del livello idrometrico, tale da permettere la posa di ulteriore pietrame e la disposizione di new jersey di calcestruzzo armato. Il 4 novembre la breccia venne definitivamente chiusa con l'impiego di un palancolato metallico provvisorio.



Figura 3.10: Posizionamento pietrame.



Figura 3.11: Chiusura della rotta.



Figura 3.12: Chiusura definitiva con palancolato metallico.

Conclusa l'emergenza, nel dicembre 2011 il principale intervento di sistemazione ha visto la realizzazione di un diaframma impermeabile. Questo è stato realizzato attraverso l'uso di due diverse tecnologie: il jet-grouting e le iniezioni mediante canne valvolate. Durante l'esecuzione i lavori sono stati suddivisi in 3 fasi:

1. Esecuzione di iniezioni di miscela cementizia con intasamento a gravità per la lunghezza di circa 110 m ed una profondità di 9.5 m in corrispondenza della rotta.
2. Creazione di un diaframma in jet grouting della lunghezza di 170 m fino a profondità variabili. L'estensione di questo diaframma risulta maggiore rispetto a quella della precedente lavorazione, in questo modo il diaframma ha coinvolto lateralmente le parti adiacenti la struttura ricostruita.
3. Completamento del lavoro di impermeabilizzazione mediante l'uso di miscele cementizie immesse con l'ausilio di canne valvolate nella parte centrale della lunghezza di 110 m.

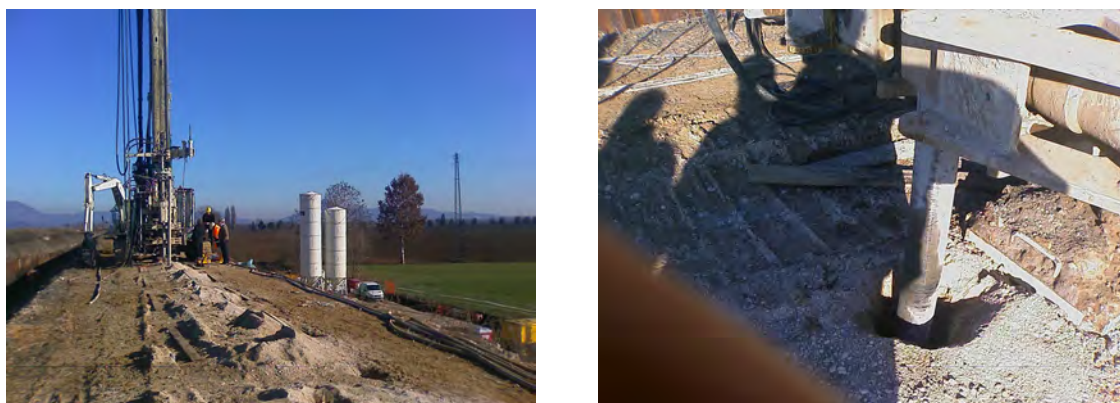


Figura 3.13: Immagini dell'esecuzione del diaframma.

Nelle figure 3.14, 3.15 vengono riassunte le caratteristiche delle miscele utilizzate durante le tre fasi e lo schema generale dell'intervento di ripristino realizzato.

1° fase : Intasamento macrocavità a caduta	2° fase : Jet grouting	3° fase : Canne valvolate
CARATTERISTICHE MISCELA Quantità per 1.00 mc lt 708 acqua kg 850 cemento kg 21 bentonite p.s. = 1.58 ton/mc Tempo di Marsh 40-42 sec Decantazione dopo 2h < 2%	CARATTERISTICHE MISCELA Quantità per 1.00 mc lt 743 acqua kg 743 cemento p.s. = 1.5 ton/mc Tempo di Marsh 36-39 sec Decantazione dopo 2h < 3%	CARATTERISTICHE MISCELA Quantità per 1.00 mc lt 708 acqua kg 850 cemento kg 21 bentonite p.s. = 1.58 ton/mc Tempo di Marsh 40-42 sec Decantazione dopo 2h < 2%

Figura 3.14: Caratteristiche delle miscele utilizzate negli interventi (Genio Civile di Padova, 2015).

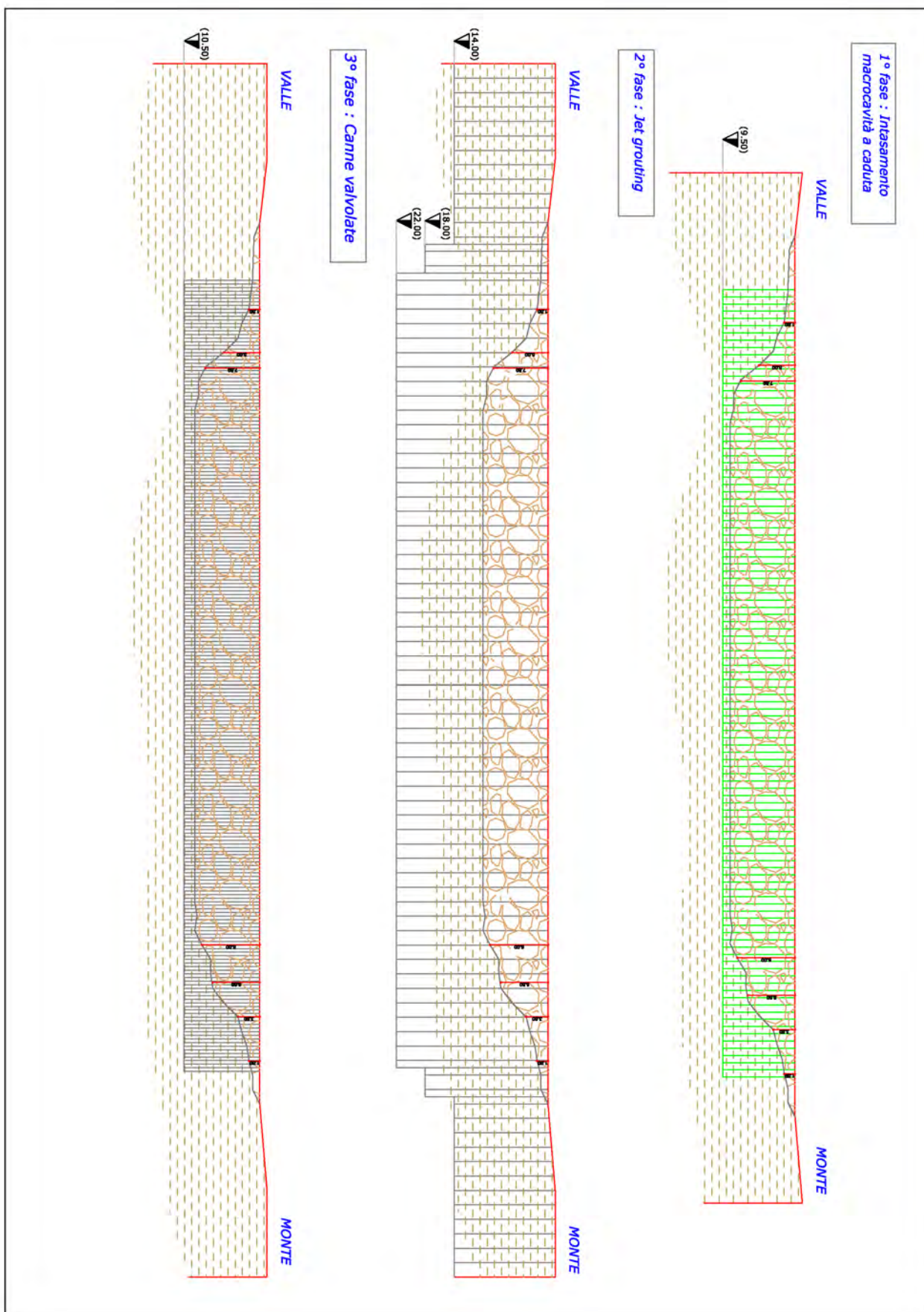


Figura 3.15: Schema generale del diaframma realizzato (Genio Civile di Padova, 2015).

Nonostante la realizzazione del diaframma impermeabile, negli anni successivi durante alcuni eventi di piena, il rilevato ha presentato delle venute d'acqua in corrispondenza del piano campagna.

Questo ha reso necessario ulteriori verifiche in corrispondenza dell'intervento; non potendo intervenire nuovamente in un sistema già molto complesso in quanto costituito da materiali lapidei oltre che da miscele cementizie, si è deciso di realizzare un sistema di drenaggio al piede dell'argine in grado di richiamare le linee di flusso e convogliare le portate verso la rete di scolo (figura 3.17).

L'opera è stata realizzata rimuovendo parte della banca a lato campagna.

Il materiale rimosso è stato sostituito con un pacchetto di ghiaia grossa e media dello spessore di 50 cm intervallato longitudinalmente da tubi microfessurati per il convogliamento delle acque (Mazzucato A., 2014).

Terminata l'esecuzione il tutto è stato ricoperto da materiale limo-argilloso.

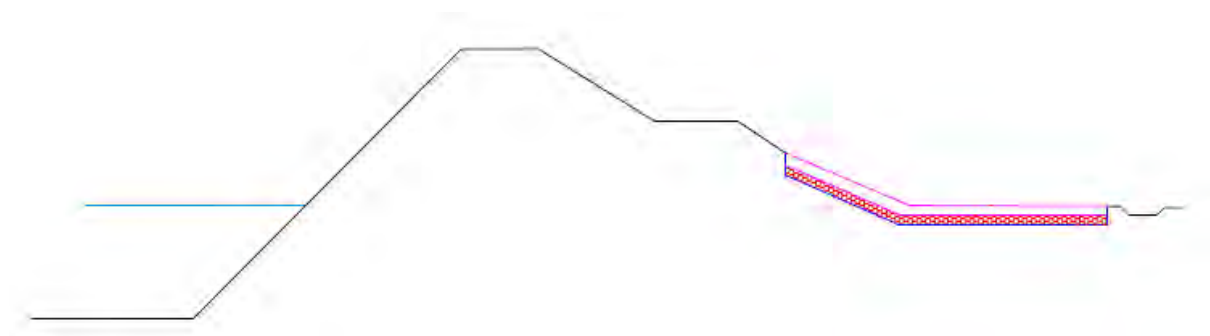


Figura 3.16: Schema dell'opera di drenaggio (Mazzucato A., 2014).



Figura 3.17: Immagini della realizzazione dell'opera di drenaggio al piede dell'argine.

Capitolo 4

Indagini e risultati

Nel seguente capitolo vengono descritte le indagini realizzate e i risultati ottenuti. Si è scelto di utilizzare le tecniche MASW e ERT in modo da sfruttare le loro diverse caratteristiche per poi mettere a confronto i dati ottenuti con i risultati di sondaggi geognostici eseguiti nel sito oggetto di studio.

4.1 Indagine MASW

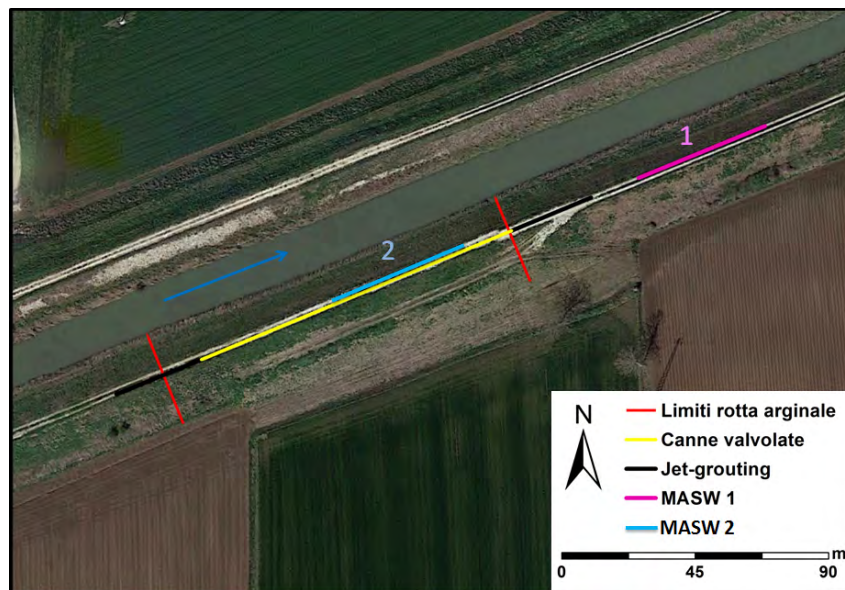


Figura 4.1: Mappa delle indagini MASW eseguite sulla sommità arginale.

Il metodo MASW è stato utilizzato con l'obiettivo di verificare la presenza del tratto arginale ricostruito sulla base delle informazioni a disposizione.

Le acquisizioni sono state effettuate tutte durante la stessa giornata ed è stato possibile realizzare 25 misurazioni: 6 in corrispondenza dell'arginatura non interessata dalla rotta e 19 in corrispondenza del tratto ricostruito.

La sorgente sismica utilizzata è una mazza di 5 kg; gli stendimenti sono stati disposti longitudinalmente al corpo arginale sulla sommità e sono formati da 24 geofoni da 4.5 Hz. Si è scelto di utilizzare una spaziatura tra i geofoni di 2 m ottenendo così degli stendimenti di lunghezza pari a 46 metri.

Lo strumento utilizzato per l'acquisizione dei dati è un sismografo Geode, sul quale sono stati impostati i parametri di campionamento nel tempo: un intervallo di campionamento di 0.25 ms e una durata di acquisizione di 2 s.

Per le acquisizioni in corrispondenza del tratto ricostruito il punto di energizzazione è stato posto in corrispondenza di entrambe le estremità dello stendimento: a 4 metri di distanza dal primo geofono per le misure da 1 a 6, a 6 metri per le misure da 7 a 14 ed infine a 4 metri di distanza dall'ultimo geofono per le misure da 15 a 19.

Infine, nel tratto non ricostruito il punto di energizzazione è stato sempre posto ad una distanza di 4 metri dal primo geofono.

4.1.1 Risultati indagine MASW

La procedura di elaborazione comincia con l'analisi dei sismogrammi attraverso il software SWAW (*Surface Wave Analysis Wizard*).

Lo stesso software permette di eseguire le trasformazioni dei dati di campagna dal dominio spazio-tempo al dominio della frequenza utilizzando la doppia trasformata Fourier; in questo modo è possibile ottenere molto velocemente il grafico $f-c$.

Di seguito sono riportati i sismogrammi e i relativi grafici $f-c$ delle acquisizioni di maggior qualità quest'ultimi mostrano l'energia trasportata dai vari modi di propagazione espressa cromaticamente.

I colori rosso e viola indicano i minimi mentre in verde e blu sono rappresentati i massimi.

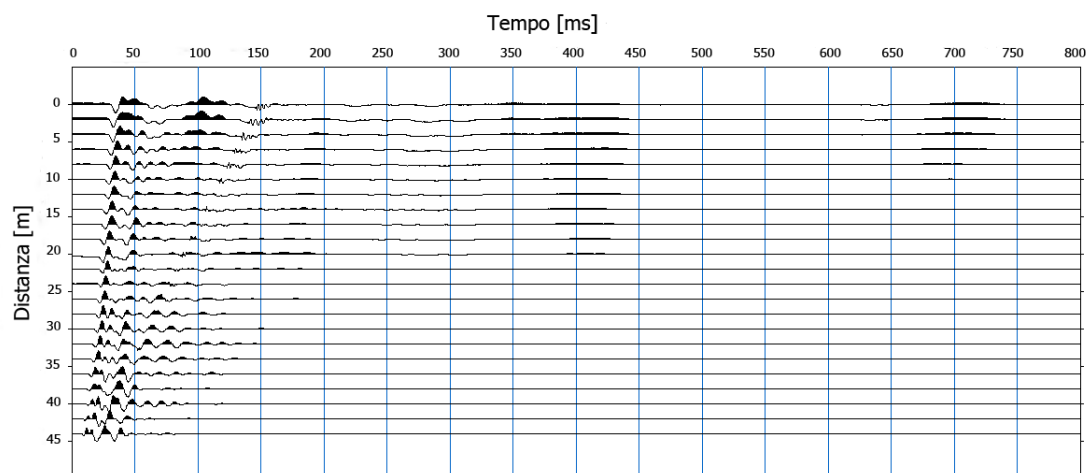


Figura 4.2: Sismogramma dell'acquisizione eseguita in corrispondenza del tratto ricostruito.

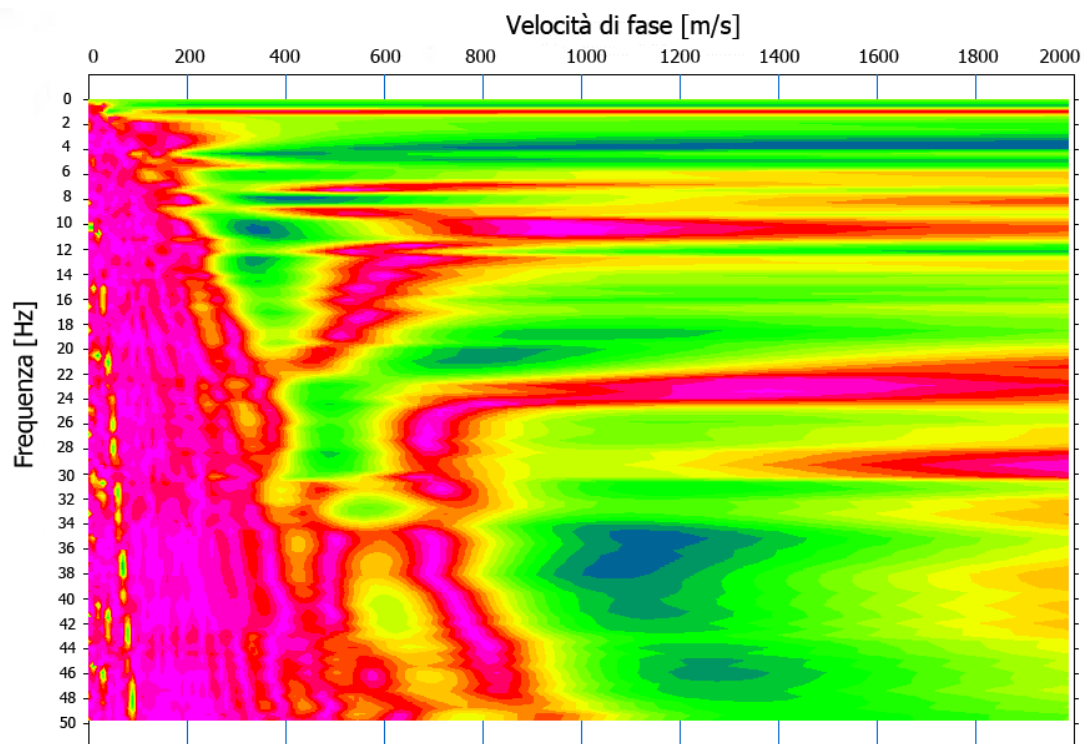


Figura 4.3: Grafico f - c dell'acquisizione eseguita in corrispondenza del tratto ricostruito.

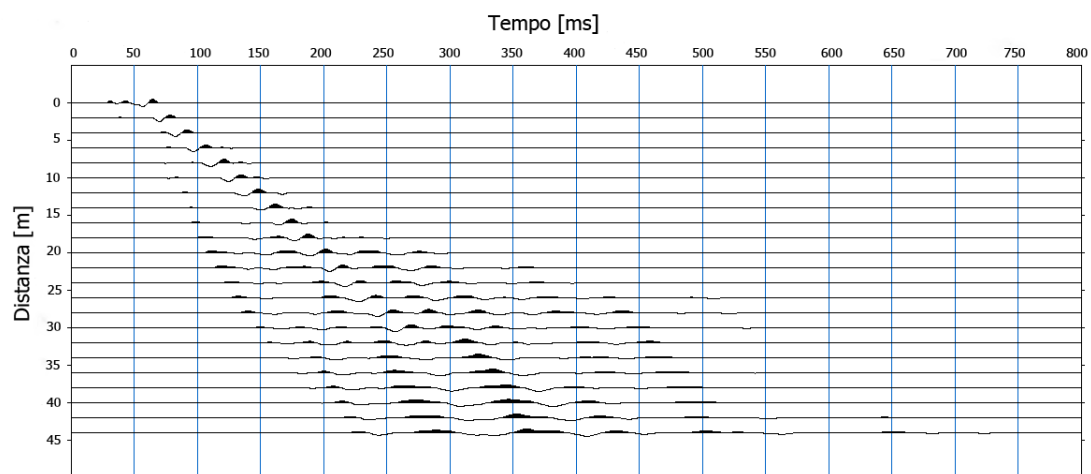


Figura 4.4: Sismogramma dell'acquisizione eseguita nel tratto non interessato dalla rotta arginale.

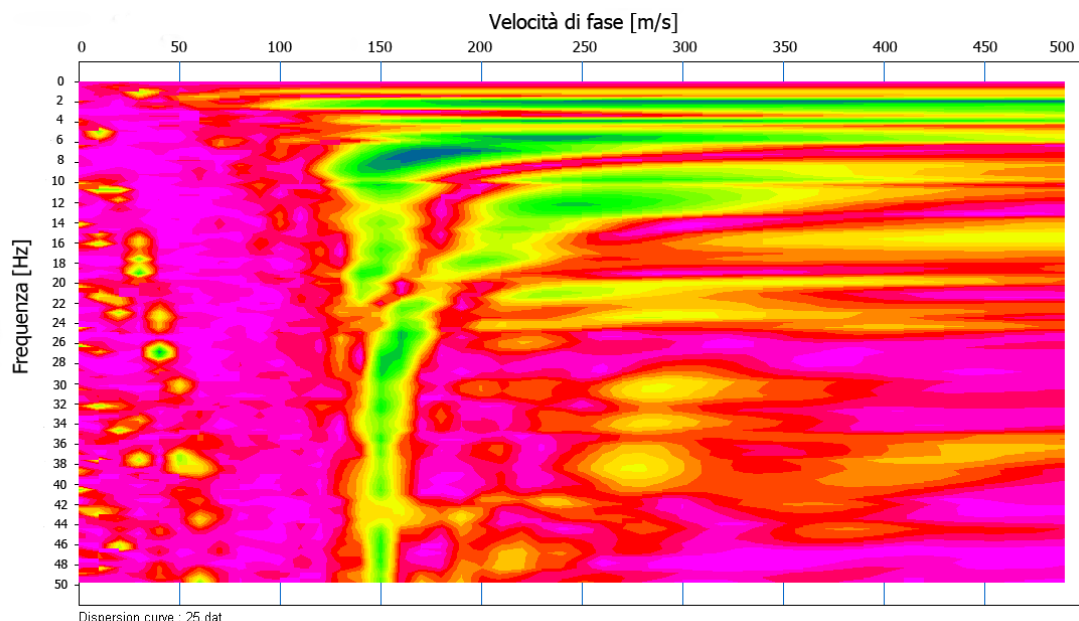


Figura 4.5: Grafico f - c dell'acquisizione eseguita nel tratto non interessato dalla rotta arginale.

Dai grafici f - c si evince la netta differenza tra le acquisizioni realizzate in corrispondenza del tratto ricostruito (figura 4.3) e quelle relative al tratto non interessato dalla rotta arginale (figura 4.5).

Nel primo i modi vengono eccitati diversamente con il risultato che vi sono problemi di distribuzione modale. A causa delle inversioni di velocità, l'energia non è concentrata nel modo fondamentale ma distribuita in quelli superiori.

Non potendo distinguere adeguatamente il modo fondamentale, non è stato possibile ricavare una curva di dispersione da utilizzare nel processo di inversione al fine di ottenere il profilo delle V_S per il tratto ricostruito.

Tuttavia il dato è comunque molto significativo perchè le inversioni di velocità che si notano nel grafico f - c di figura 4.3 segnalano la presenza di un sottosuolo fortemente eterogeneo costituito da materiali rigidi. Una ulteriore conferma di questo è dato dalle velocità di fase che, per alcune frequenze, raggiungono valori tra 600 e 1200 m/s; dimostrazione della presenza di rocce e materiali cementati.

Cosa diversa accade per l'acquisizione nel tratto non coinvolto dalla rotta arginale. L'energia è in gran parte concentrata in corrispondenza del primo modo e questo ha permesso di ricavare il profilo delle velocità V_S .

Per ottenere la curva di dispersione dai dati dell'acquisizione, necessaria per il processo di inversione, è stato utilizzato il software *Matlab*.

Inizialmente si è proceduto con il calcolo dello spettro f - k (figura 4.6). Successivamente, assumendo che il modo dominante sia il modo fondamentale, sono stati selezionati i massimi che hanno permesso di ricavare la curva di dispersione rappresentata in figura 4.6.

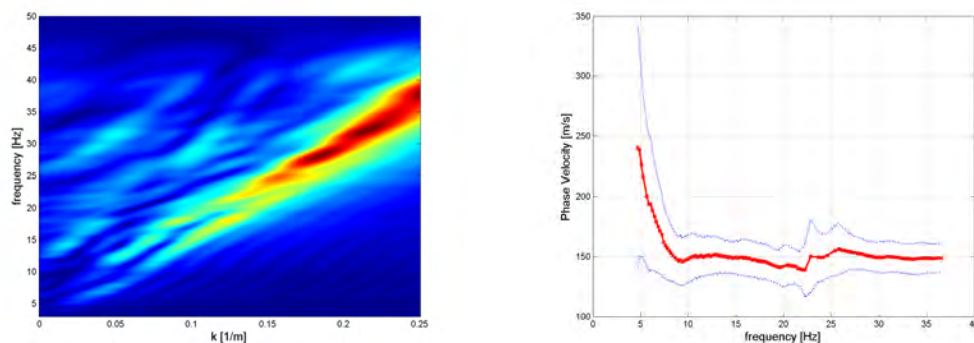


Figura 4.6: Spettro f - k e curva di dispersione.

Il processo di inversione è stato condotto con il software *SWAMI* (*Surface Wave Modal Inversion*). Questo programma ci consente di ricavare il profilo delle velocità V_S finale. L'algoritmo che utilizza il software si basa su una inversione alla Occam, con minimizzazione regolarizzata degli scarti quadratici medi.

Infatti il programma esegue un match tra i valori teorici e sperimentali della curva di dispersione ed infine fornisce il profilo delle V_S (paragrafo 2.5.4). Per fare questo è necessario fornire un modello teorico del terreno realizzato sulla base delle informazioni disponibili relative all'area oggetto di studio.

In questo caso si è scelto di creare un modello di 11 strati fino alla profondità di 21 metri per i quali sono stati specificati spessore, densità (1800 kg/m^3), rapporto di Poisson (0.2) e valore di V_S iniziale stimato (150-200 m/s). Assieme a questi dati vengono ovviamente fornite le coppie f - c che formano la curva di dispersione sperimentale.

Terminata l'inversione i valori di V_S sono stati poi rappresentati in figura 4.7.

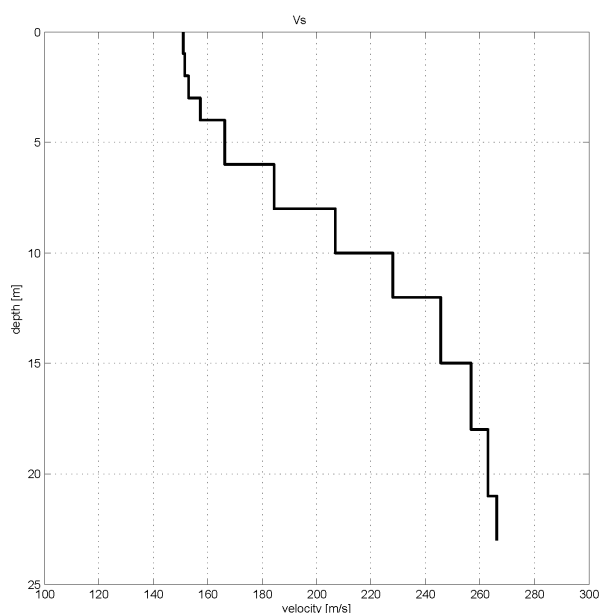


Figura 4.7: Profilo delle velocità V_S per il tratto arginale non interessato dalla rotta arginale.

4.2 Indagine ERT

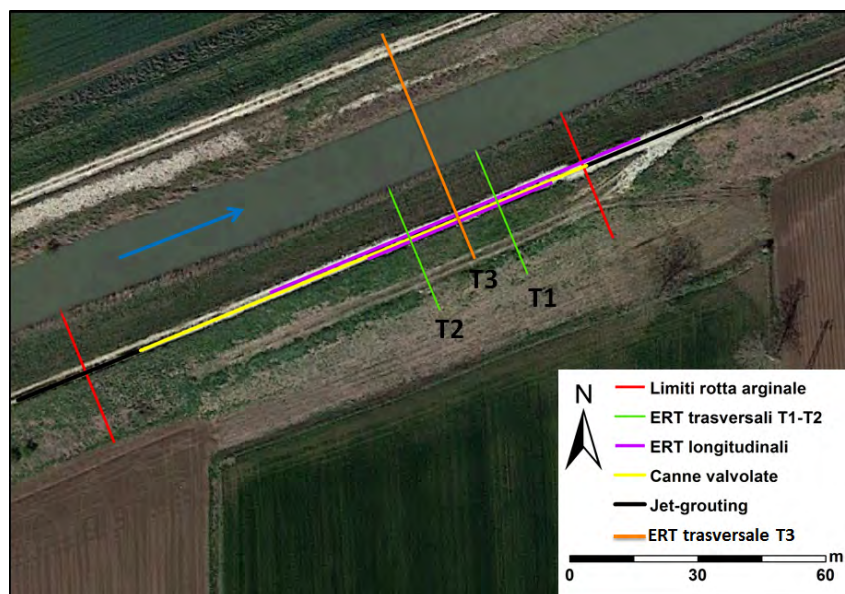


Figura 4.8: Mappa delle indagini ERT longitudinali e trasversali eseguite sulla sommità arginale.

Il metodo ERT è stato utilizzato per ottenere delle sezioni di resistività con l'obiettivo di caratterizzare la struttura del rilevato arginale ricostruito.

Durante il lavoro in campagna sono state effettuate diverse acquisizioni in giornate differenti. In tutti i casi, l'assenza di eventi pluviometrici ha consentito di effettuare le prove con un basso livello idrometrico evitando così possibili interferenze nell'acquisizione.

In un primo momento sono state eseguite delle indagini longitudinali in corrispondenza della sommità arginale; 4 dipolo-dipolo e 4 Wenner-Schlumberger. Per queste prove, in fase di acquisizione, si è scelto di utilizzare spaziature tra gli elettrodi di 1 e 2 metri creando così degli stendimenti di lunghezza pari a 47 e 94 metri.

In questo modo con gli stendimenti di 94 m è stato possibile investigare fino ad una profondità di 20 m e acquisire dati tra la zona completamente ripristinata e quella su cui è stato realizzato il solo intervento in jet-grouting perchè interessata dalla rotta solamente nei primi 2 metri. Lo stendimento di 47 metri invece ha lo scopo di investigare con una maggiore risoluzione la parte centrale del tratto ricostruito fino ad una profondità di 9 m. Dopo una prima analisi dei risultati si è deciso di effettuare delle indagini trasversali; due dipolo-dipolo (denominate T1-T2) e una dipolo-dipolo + Wenner-Schlumberger (denominata T3) che ha come oggetto i rilevati, in destra e sinistra idraulica, compreso l'intero alveo fluviale.

Utilizzando delle spaziature elettrodeiche di 0.75 m e 1 m, le prime due consentono di indagare l'intero rilevato fino alla base posta a 9 m dalla sommità arginale mentre la terza permette di spingere l'indagine fino ad una profondità di 11.5 m.

Lo strumento utilizzato per l'acquisizione dei dati è lo Syscal Pro; questo permette di registrare dataset di misure della resistività senza rimuovere gli elettrodi dal terreno ponendo così utilizzare vari tipi di configurazioni elettrodiche.

Infatti per le acquisizioni longitudinali e la trasversale T3 sono state realizzate misure di resistività utilizzando gli array dipolo-dipolo e Wenner-Schlumberger. L'uso di due configurazioni elettrodiche permette di sfruttare le diverse caratteristiche che offrono ma soprattutto, consente di confrontare le sezioni e verificare l'affidabilità dei risultati.

Ottenuti i dati delle acquisizioni, attraverso le misure reciproche, è stato possibile stimare l'errore utilizzando il software *process6*; questo ha permesso di eliminare le coppie di valori con un errore superiore al 5%.

Terminata l'operazione di stima dell'errore, il set di dati è stato utilizzato per il processo finale di inversione eseguito con il software gratuito *ProfileR*.

In questa fase è necessario fornire alcuni dati di input al programma: dataset acquisito, errore stimato, numero e posizione degli elettrodi, valore iniziale di resistività e profondità massima di indagine stimata. Si è scelto di mantenere una percentuale di errore del 5% e un valore iniziale di resistività di 100 Ωm . La profondità massima di indagine è stata fissata a 9 m per lo stendimento di 47 m e 20 m per quello di 94 m, pari a 1/5 della lunghezza (paragrafo 2.2.2).

Lo stesso procedimento è stato seguito per le indagini trasversali; errore stimato pari al 5%, valore iniziale di resistività pari a 100 Ωm , profondità massima di indagine uguale a 9 m per le trasversali T1-T2 e 11.5 m per la trasversale T3.

L'unica differenza sta nella prova T3, infatti per quest'ultima si è deciso di eseguire una elaborazione combinata dei dati ottenuti da una dipolo-dipolo e Wenner-Schlumberger per aumentare la qualità del risultato. In questo modo il dataset di input per il programma *ProfileR* è stato creato unendo le misure delle due configurazioni elettrodiche relative alla soglia di reciprocità del 5%.

Al fine di ottenere le sezioni di resistività finali, i dati uscenti dal processo di inversione sono stati interpolati con il metodo di Kriging attraverso il programma *Surfer*. Il medesimo software, fatta eccezione per la trasversale T3 per la quale si è utilizzato *R2*, consente di plottare i dati ottenendo così le sezioni di resistività.

4.2.1 Risultati indagini ERT longitudinali

Di seguito sono rappresentate tutte le sezioni di resistività ottenute dalle indagini longitudinali. Le figure 4.9, 4.10, 4.11, 4.12 sono riferite alle prove con stendimenti lunghi (94 m) mentre le figure 4.13, 4.14, 4.15, 4.16 a quelle con stendimenti corti (47 m).

Queste ultime forniscono un maggior dettaglio della zona che negli stendimenti lunghi va da 22 a 69 metri, per una profondità di 9 dalla superficie come evidenziato dal riquadro nelle successive rappresentazioni.

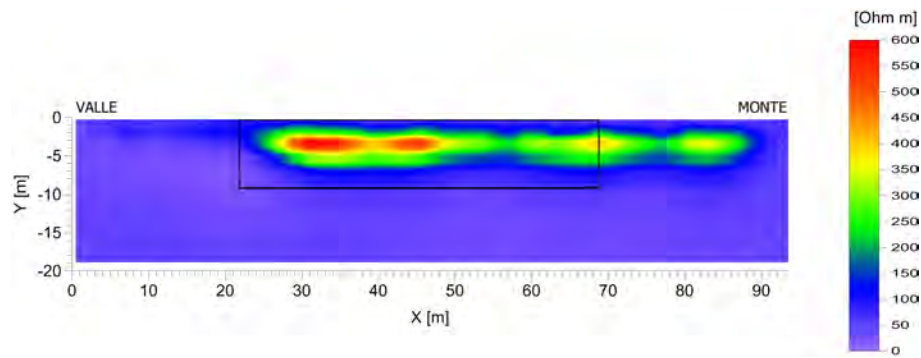


Figura 4.9: Sezione di resistività con array dipolo-dipolo (primo giorno).

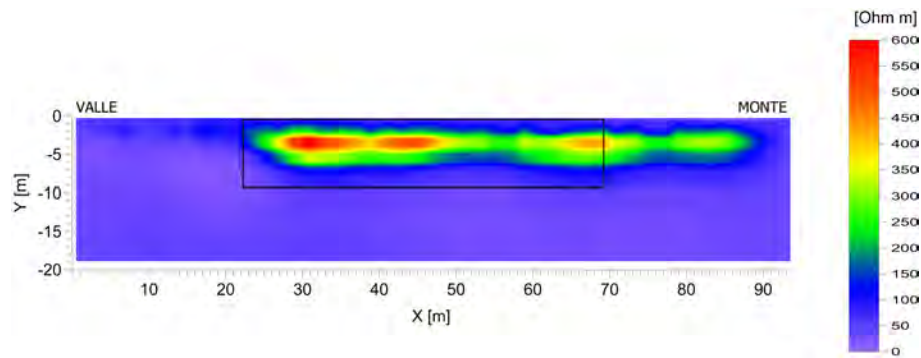


Figura 4.10: Sezione di resistività con array dipolo-dipolo (secondo giorno).

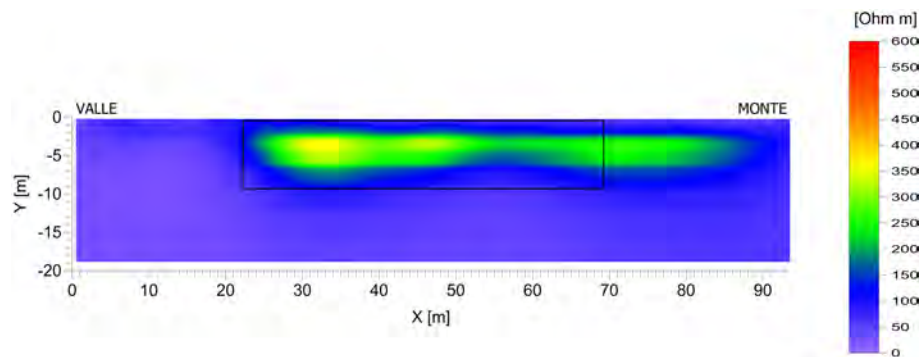


Figura 4.11: Sezione di resistività con array Wenner-Schlumberger (primo giorno).

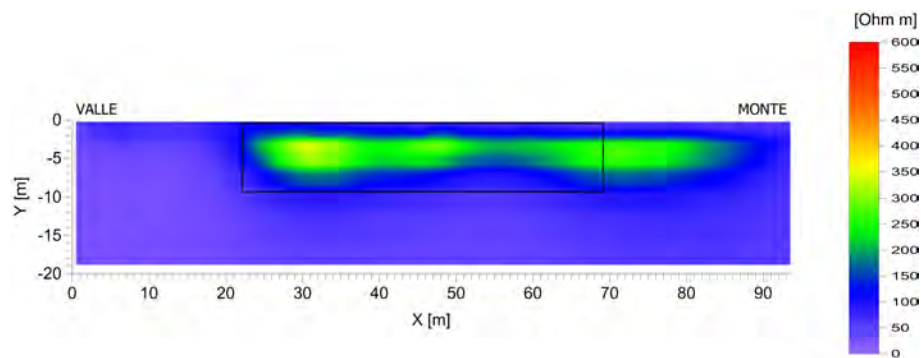


Figura 4.12: Sezione di resistività con array Wenner-Schlumberger (secondo giorno).

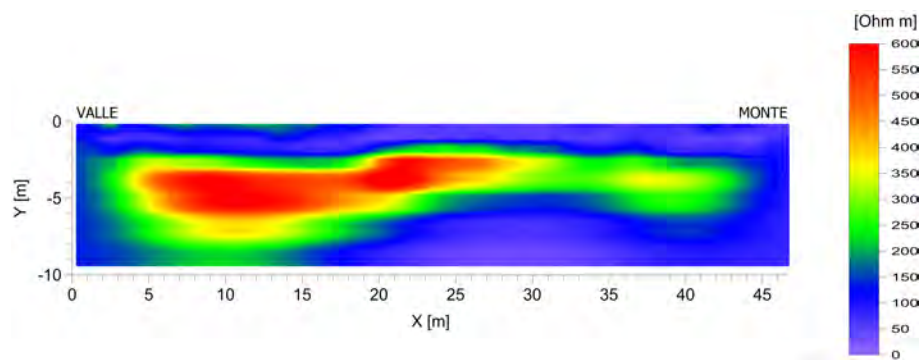


Figura 4.13: Sezione di resistività con array dipolo-dipolo (primo giorno).

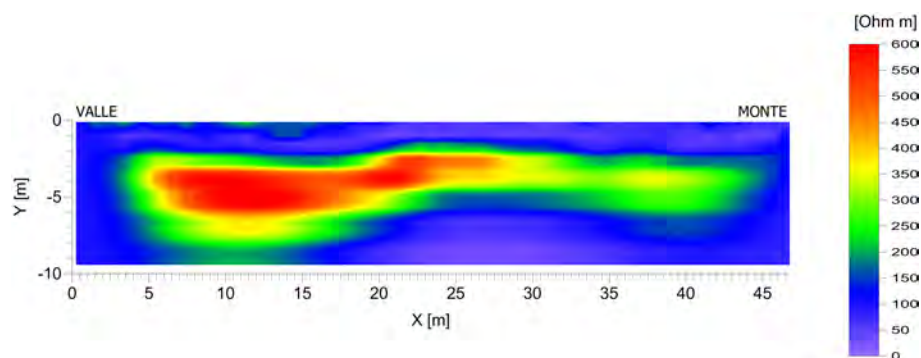


Figura 4.14: Sezione di resistività con array dipolo-dipolo (secondo giorno).

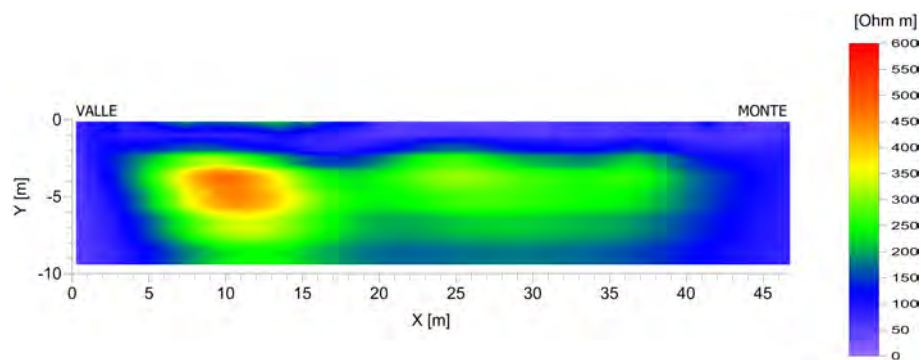


Figura 4.15: Sezione di resistività con array Wenner-Schlumberger (primo giorno).

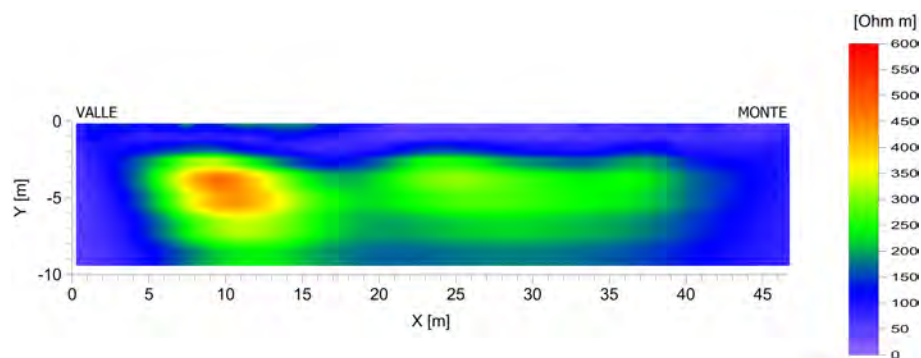


Figura 4.16: Sezione di resistività con array Wenner-Schlumberger (secondo giorno).

Da una prima osservazione possiamo subito notare l'affidabilità dei risultati. Sebbene vi siano delle differenze dovute alle diverse caratteristiche degli array, entrambe i metodi descrivono in maniera simile il sottosuolo indagato.

Le rappresentazioni mostrano come i materiali che costituiscono il terreno variano in un range di resistività molto ampio, tra 0 e 600 Ωm . Tuttavia i bassi valori di resistività ricoprono quasi interamente la sezione salvo una parte superficiale ben visibile in cui i valori sono estremamente variabili e in alcuni punti molto elevati.

Per le successive analisi si è fatto riferimento ai risultati ottenuti con l'array dipolo-dipolo di 94 m (primo giorno) e questo per due motivi:

1. L'array dipolo-dipolo, grazie ad una maggior definizione laterale, è particolarmente adatto per la ricostruzione di stratificazioni verticali all'interno del terreno e si presta bene per gli studi su argini fluviali.
2. Lo stendimento di 94 metri è posto sia in corrispondenza del tratto interessato dalla rotta arginale sia in un tratto rimasto quasi totalmente integro. Permette così di coprire la zona centrale ripristinata attraverso riempimento con materiale eterogeneo, jet-grouting e iniezioni, oltre che quella a valle interessata da solo jet-grouting.

Nonostante la buona qualità dei dati, l'interpretazione dei risultati delle indagini longitudinali non risulta semplice.

Come mostra la figura 4.17, l'intera sezione può essere suddivisa in 3 differenti zone:

- Zona 1 compresa tra 0 e 22 m per una profondità pari a 19 m.
- Zona 2 compresa tra 22 e 94 m per una profondità pari a 10 m sotto la zona 3.
- Zona 3 compresa tra 22 e 94 m per una profondità pari a 9 m.

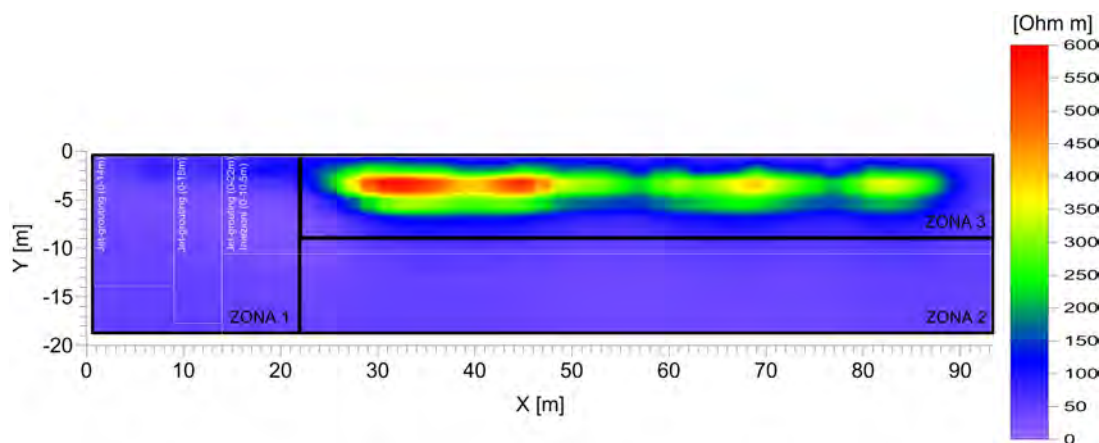


Figura 4.17: Suddivisione della sezione di resistività ottenuta con array dipolo-dipolo (primo giorno).

La zona 1 e 2 sono caratterizzate da una bassa resistività (0 - 150 Ωm) mentre nella zona 3 i valori sono nettamente più elevati (250 - 600 Ωm).

Per l'analisi delle singole zone sono state utilizzate delle rappresentazioni ottenute interpolando in *Surfer* solo una parte dei dati derivanti dal processo di inversione.

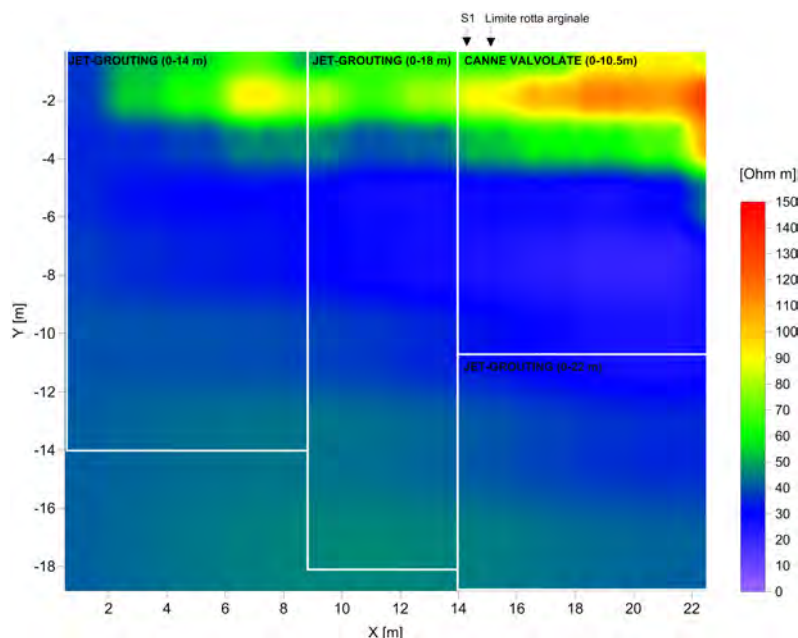


Figura 4.18: Sezione di resistività della zona 1 ottenuta interpolando parte dei dati acquisiti con l'array dipolo-dipolo di lunghezza pari a 94 m.

La figura 4.18 descrive più in dettaglio la zona 1 all'interno della quale è inserita schematicamente la posizione del diaframma realizzato.

Si osserva come in corrispondenza della parte superficiale i valori di resistività siano più alti e questo è probabilmente dovuto al fatto che la zona di rotta arginale verso valle, non essendo perfettamente verticale, ha interessato nei primi metri anche il tratto che si estende in direzione longitudinale tra 0 e 15 m; dunque sono presenti materiali come rocce, pietrisco e ghiaia che sono caratterizzati da valori di resistività maggiori.

Sebbene alla profondità di 3 m vi siano delle variazioni di resistività ad interasse costante che fanno pensare alla realizzazione di un intervento artificiale, l'intera sezione non permette di distinguere bene presenza e forma del setto.

Le analisi condotte in laboratorio sui campioni di terreno del sondaggio S1 (posizione indicata in figura 4.18), eseguito a lato dell'intervento di ripristino, hanno dimostrato, fatta eccezione per i primi 2 m costituiti da tout-venant scaricato durante l'emergenza, un profilo stratigrafico caratterizzato da una successione di strati limo-sabbiosi o al più sabbiosi con presenza di limo (cap. 4.3); materiali che dal punto di vista della resistività presentano valori variabili in un range tra 10 e 400 Ωm .

Gli interventi in jet-grouting si collocano proprio all'interno di questi materiali.

Dunque considerando che le miscele a base di cemento sono generalmente conduttive e

presentano valori di ρ tra 10 e 200 Ωm (cap. 2.4.4), da questa sezione longitudinale risulta difficile capire con precisione se la bassa resistività sia dovuta alla presenza di materiali limo-sabbiosi o al diaframma in jet-grouting.

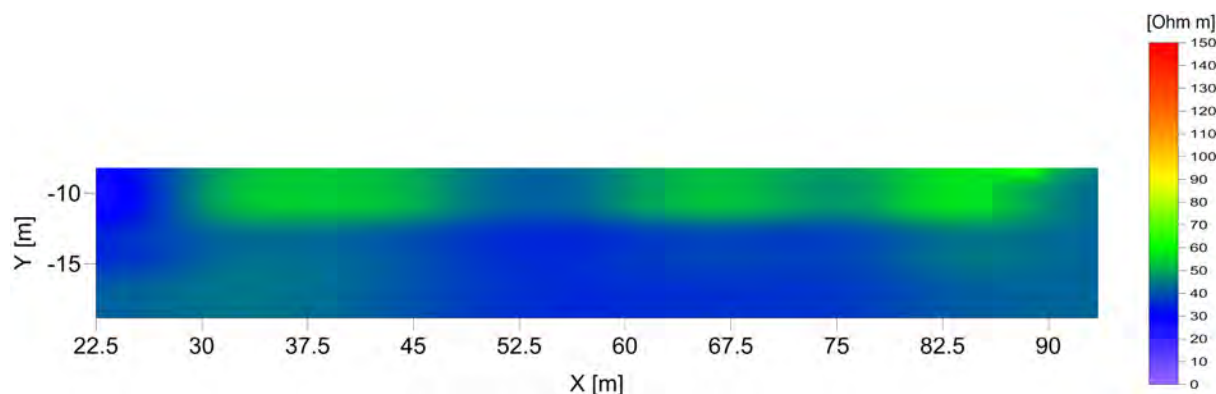


Figura 4.19: Sezione di resistività della zona 2 ottenuta interpolando parte dei dati acquisiti con l'array dipolo-dipolo di lunghezza pari a 94 m.

La zona 2 si presenta omogenea e non vi sono parti caratterizzate da brusche variazioni dei valori. La resistività varia in un range tra 20 e 80 Ωm ; indice della presenza di materiali conduttivi.

Si può affermare che ciò sia dovuto all'intervento in jet-grouting ma, come accade per la zona 1, non vi è assoluta certezza. Solamente delle prove trasversali possono fornire informazioni aggiuntive.

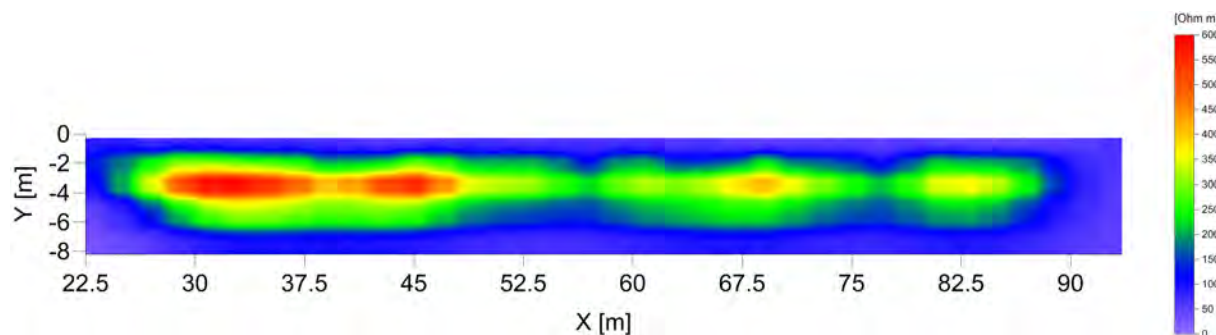


Figura 4.20: Sezione di resistività della zona 3 ottenuta interpolando parte dei dati acquisiti con l'array dipolo-dipolo di lunghezza pari a 94 m.

La zona 3, a differenza delle altre, presenta una marcata eterogeneità. L'aumento nei valori di resistività in questo tratto è imputabile alla presenza di rocce, pietrisco e ghiaie utilizzate per chiudere la breccia durante l'emergenza. Infatti gli strati limo-sabbiosi che costituivano l'intero rilevato sono stati sostituiti fino alla profondità di 10 m dalla sommità arginale. In questo caso quindi, ciò che viene rappresentato dalla prova sono proprio i nuovi materiali. Essendo presenti in grandi quantità, gli elevati valori di resistività sembrano ostacolare la visione di un corpo conduttivo associabile al diaframma.

Per questi motivi, al fine di ottenere informazioni più accurate in corrispondenza delle zone 2 e 3, si è deciso di realizzare delle indagini trasversali.

4.2.2 Risultati indagini ERT trasversali

Come indicato in figura 4.21 le prove trasversali T1-T2 sono state eseguite in corrispondenza di due punti al di sotto dei quali le indagini longitudinali mostrano, lungo la verticale, una zona caratterizzata da elevata resistività (T1) e una in cui sembra esserci una discontinuità segnata da un abbassamento dei valori (T2).

Per la prova trasversale T3, non è stato scelto un punto ben preciso poichè l'obiettivo è quello di indagare la zona 2 caratterizzata da valori di resistività omogenei.

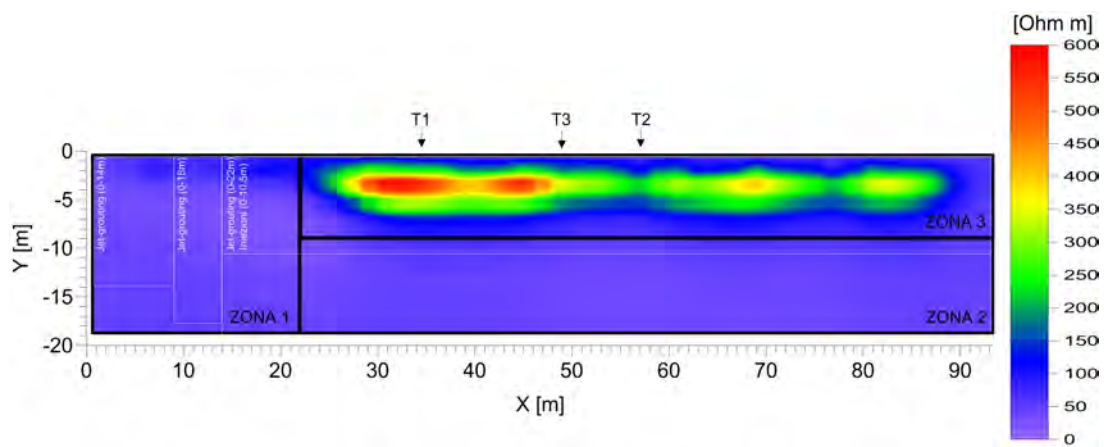


Figura 4.21: Posizionamento delle indagini trasversali rispetto alla sezione di resistività dipolo-dipolo di 94 m (primo giorno).

Di seguito sono rappresentate tutte le sezioni di resistività ottenute dalle indagini trasversali. Le figure 4.22 e 4.23 mostrano i risultati delle prove T1-T2 mentre le figure 4.25 e 4.26 quelli della prova T3.

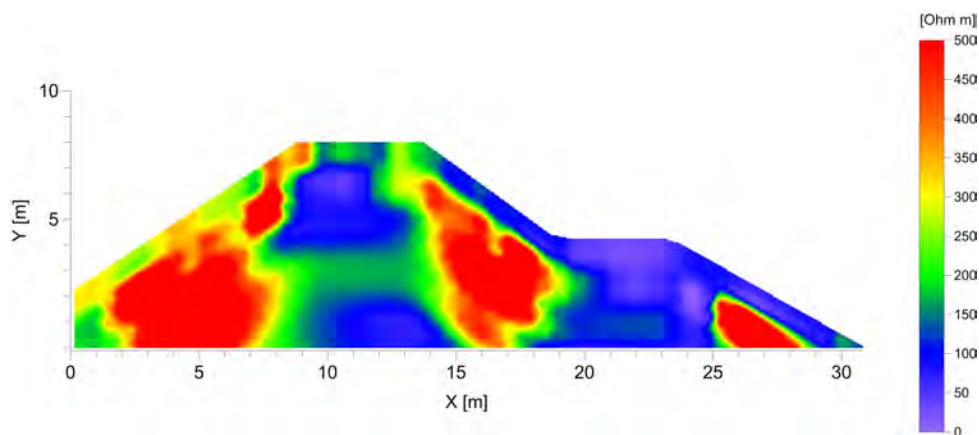


Figura 4.22: Sezione di resistività ottenuta dalla prova T1 utilizzando l'array dipolo-dipolo.

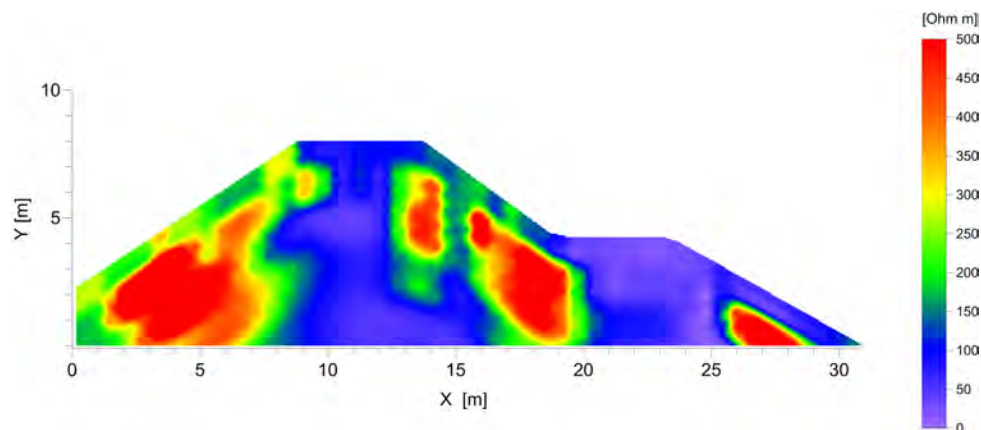


Figura 4.23: Sezione di resistività ottenuta dalla prova T2 utilizzando l'array dipolo-dipolo.

Da una prima osservazione dei risultati, si nota come le indagini trasversali T1-T2 forniscano informazioni importanti che non è stato possibile ottenere con le indagini longitudinali. Per una maggiore comprensione delle indicazioni racchiuse nelle rappresentazioni, risulta utile suddividere entrambe le immagini in 4 zone ben precise (figura 4.24).

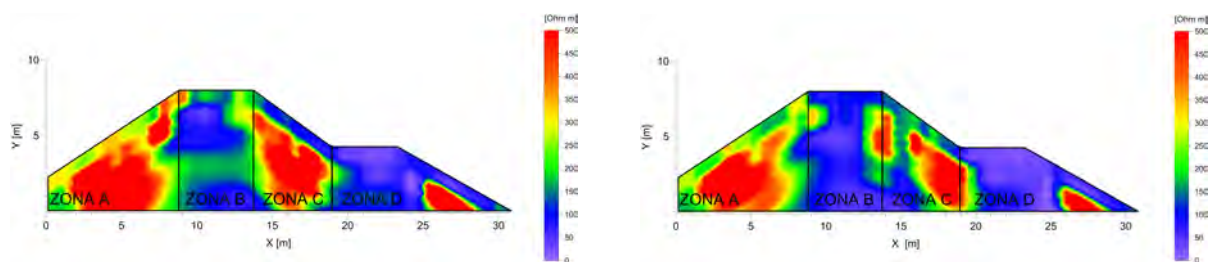


Figura 4.24: Suddivisione in zone delle rappresentazioni trasversali T1 e T2.

La zona A presenta valori di resistività molto elevati che variano da un minimo di 250 Ωm ad un massimo di 500 Ωm .

Questi valori permettono di identificare il materiale posizionato durante l'emergenza e quanto detto si può affermare anche per la zona C. Tuttavia il dato più interessante fornito dalle prove risiede nella zona B.

Infatti nella parte centrale dell'argine i valori di resistività sono nettamente inferiori rispetto alle zone adiacenti indicando così la presenza di materiali elettricamente conduttivi. Considerato che durante la chiusura della rotta arginale è stato scaricato il medesimo materiale in ogni punto, il corpo conduttivo che viene evidenziato è associabile al diaframma. Nella sezione T2 questo risulta omogeneo lungo tutta la profondità di indagine mentre nella sezione T1 si nota una discontinuità caratterizzata da valori di resistività pari a 200-250 Ωm .

Questo permette di confermare quanto detto nella descrizione della zona 3 di figura 4.19: l'elevato quantitativo di materiale grossolano, caratterizzato da valori di resistività elevati, maschera la presenza di una fascia conduttiva posta centralmente nel rilevato arginale.

Infine, entrambe le prove consentono di ottenere dei dati per la parte di rilevato lato campagna rappresentata dalla zona D.

Come si può notare, la zona è caratterizzata da valori di ρ che variano tra 0-100 Ωm salvo una piccola parte in cui si attestano sul valore di 500 Ωm .

I bassi valori rappresentano il materiale limo-argilloso utilizzato per la ricostruzione della banca a seguito dell'emergenza, mentre gli elevati valori descrivono l'opera di drenaggio al piede dell'argine costituita da uno strato di ghiaia grossa (cap. 3.6).

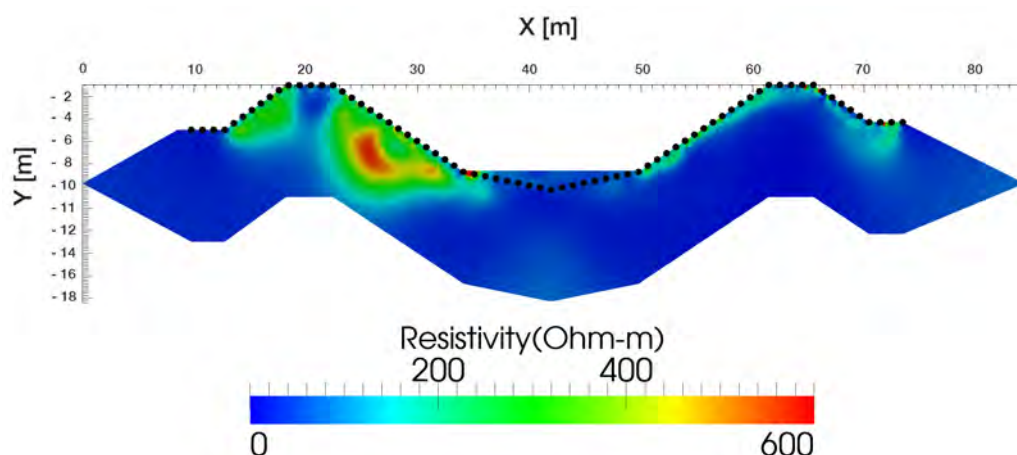


Figura 4.25: Sezione di resistività ottenuta dalla prova T3 utilizzando l'unione degli array dipolo-dipolo e Wenner-Schlumberger (scala normale).

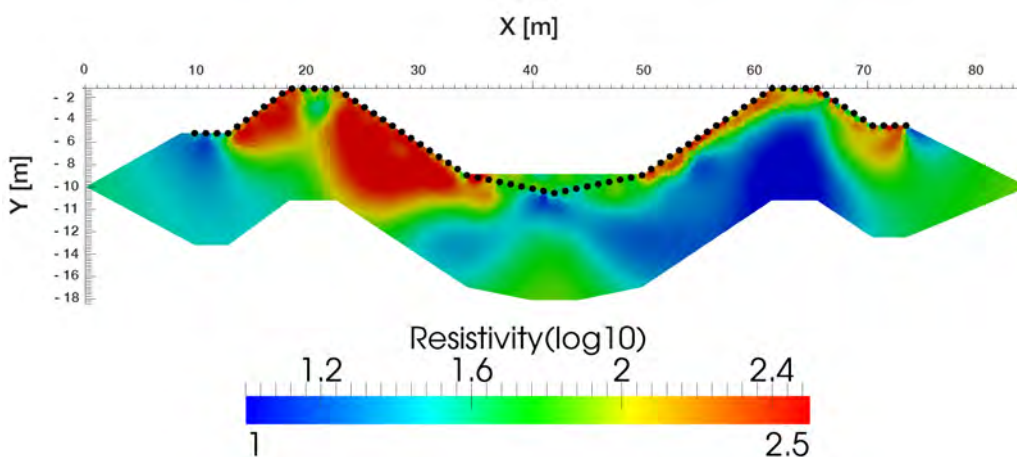


Figura 4.26: Sezione di resistività ottenuta dalla prova T3 utilizzando l'unione degli array dipolo-dipolo e Wenner-Schlumberger (scala logaritmica).

Le sezioni riprodotte nelle figure 4.25 4.26, ottenute dalla prova T3, non forniscono molte informazioni aggiuntive.

Utilizzate per indagare con più accuratezza la zona 2 al di sotto della base arginale, queste non consentono di identificare alcun tipo di struttura riconducibile all'intervento in jet-grouting.

Il dato che si ricava è molto simile a quello ottenuto nelle sezioni T1-T2 soltanto che esteso fino alla profondità di 11.5 m.

Tuttavia le sezioni ci consentono di notare la netta differenza tra l'arginatura ricostruita e quella originale rimasta integra durante l'evento alluvionale.

4.3 Indagini di laboratorio

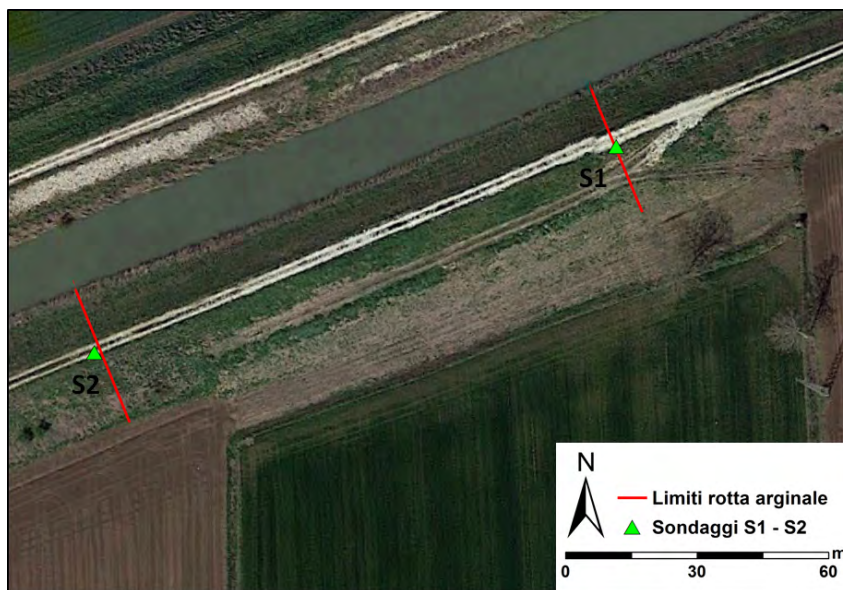


Figura 4.27: Mappa dei sondaggi S1 e S2 eseguiti sulla sommità arginale.

Con lo scopo di caratterizzare il terreno che costituisce l'argine del fiume Frassine, sono state eseguite delle prove geotecniche di laboratorio sul materiale prelevato dalle cassette catalogatrici dei sondaggi S1 e S2 raffigurate nelle immagini in appendice.

I sondaggi, come mostrato dalla figura 4.27, sono stati eseguiti a lato del diaframma realizzato.

Ogni campione prelevato è stato sottoposto ad analisi granulometrica mediante vagli e, se necessario, anche per sedimentazione. Per i provini caratterizzati da alte percentuali di fine sono stati inoltre ricavati il limite liquido, plastico e l'indice di plasticità.

Di seguito vengono rappresentate le curve granulometriche di tutti i campioni analizzati. Queste, per una maggiore chiarezza, sono state suddivise in base agli strati che compongono i profili stratigrafici.

Successivamente vengono indicati, sul grafico di Casagrande, limiti di liquidità e indice di plasticità per ogni campione analizzato (figura 4.45).

Per finire, le figure 4.46, 4.47, 4.48, mostrano le stratigrafie finali e una sintesi dei parametri più importanti.

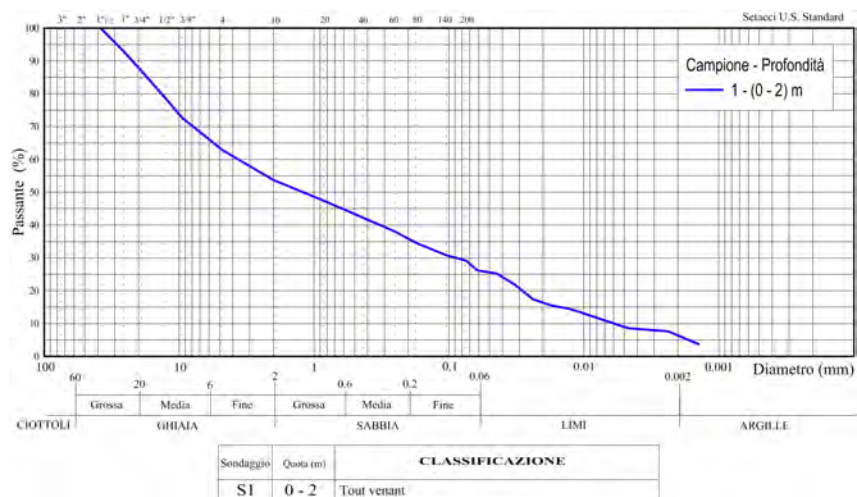


Figura 4.28: Curve granulometriche relative al primo strato del sondaggio S1.

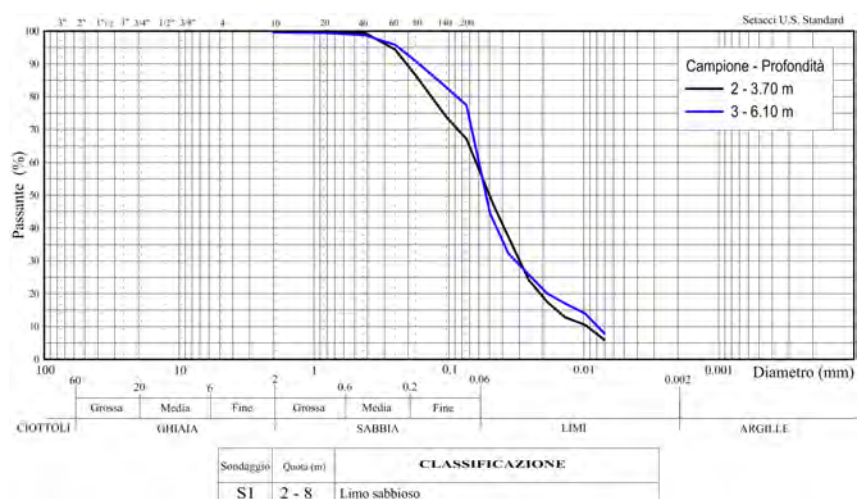


Figura 4.29: Curve granulometriche relative al secondo strato del sondaggio S1.

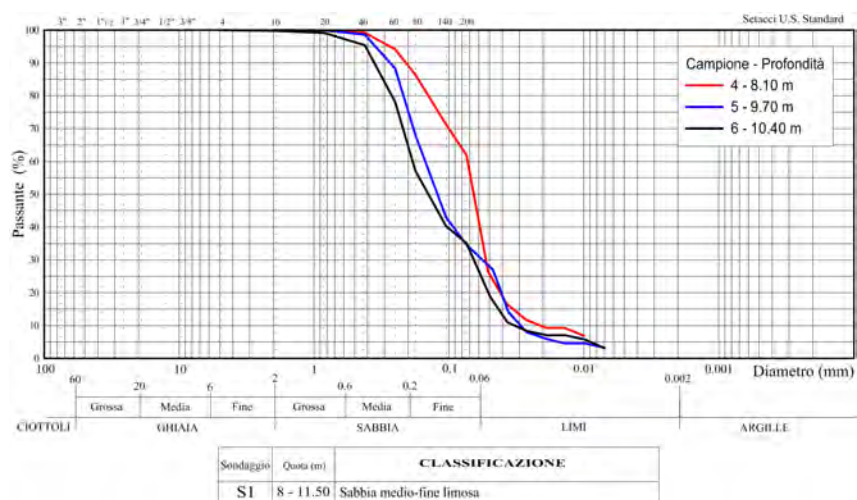


Figura 4.30: Curve granulometriche relative al terzo strato del sondaggio S1.

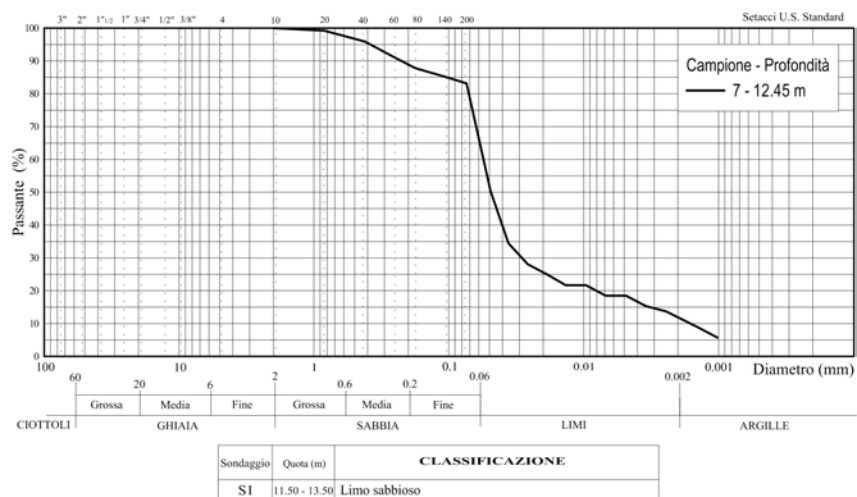


Figura 4.31: Curve granulometriche relative al quarto strato del sondaggio S1.

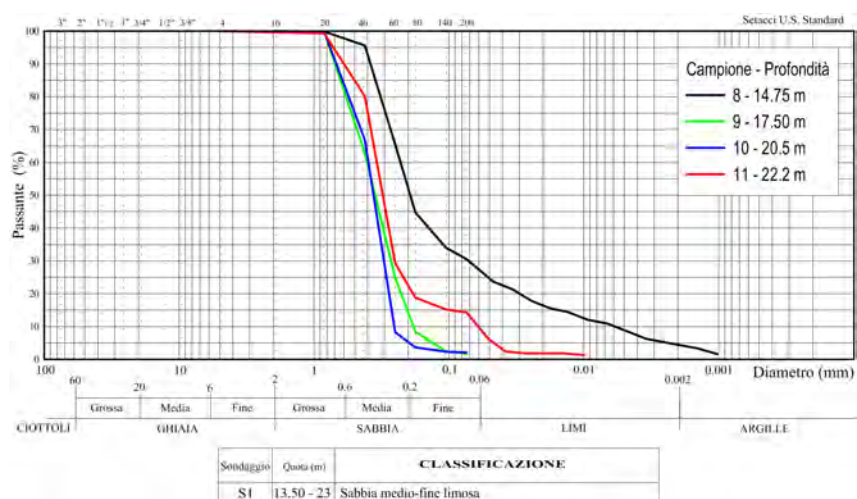


Figura 4.32: Curve granulometriche relative al quinto strato del sondaggio S1.

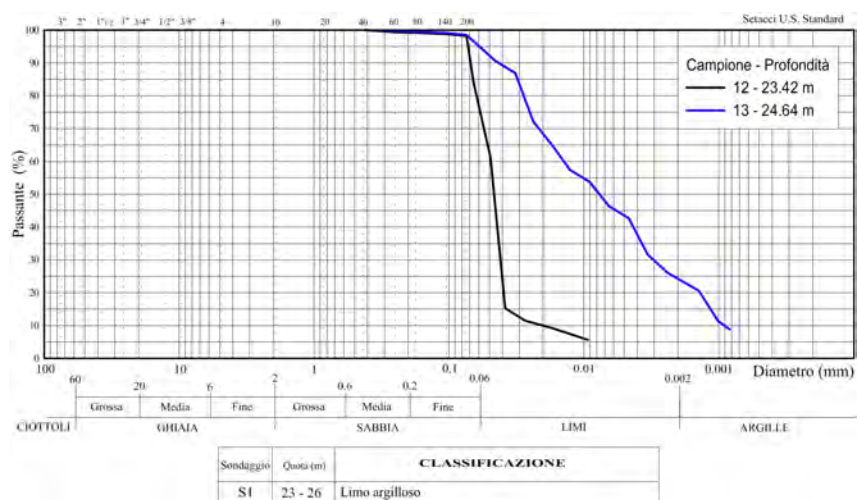


Figura 4.33: Curve granulometriche relative al sesto strato del sondaggio S1.

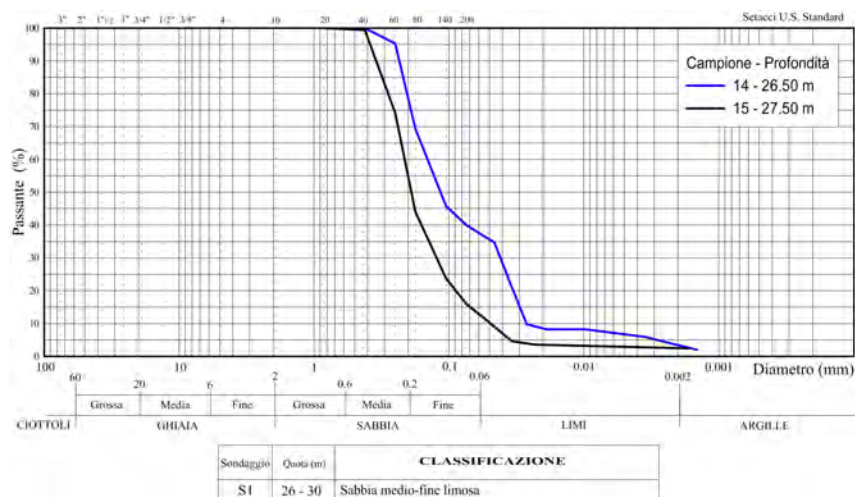


Figura 4.34: Curve granulometriche relative al settimo strato del sondaggio S1.

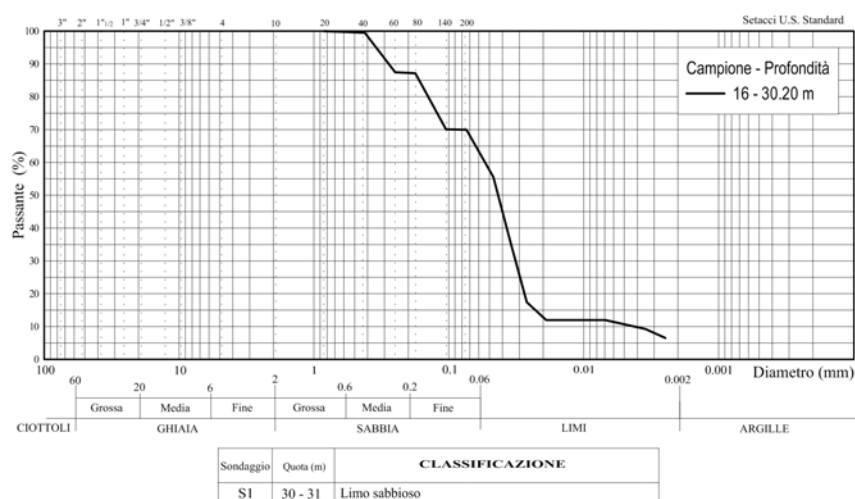


Figura 4.35: Curve granulometriche relative al ottavo strato del sondaggio S1.

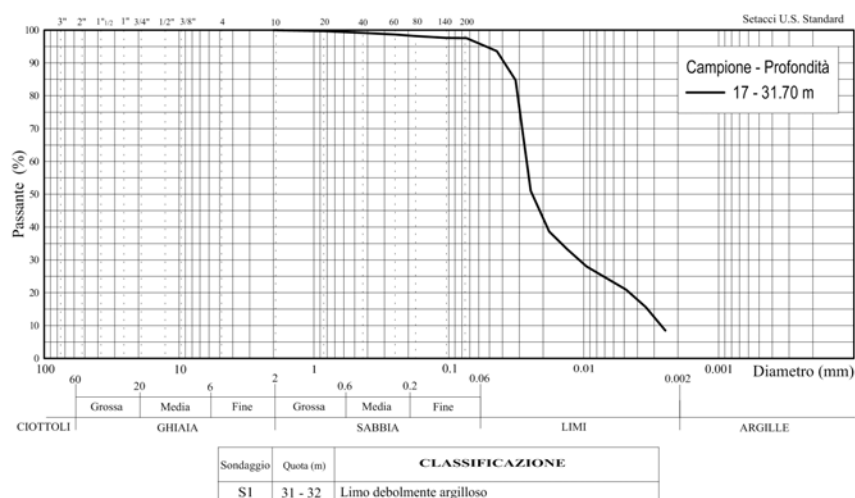


Figura 4.36: Curve granulometriche relative al nono strato del sondaggio S1.

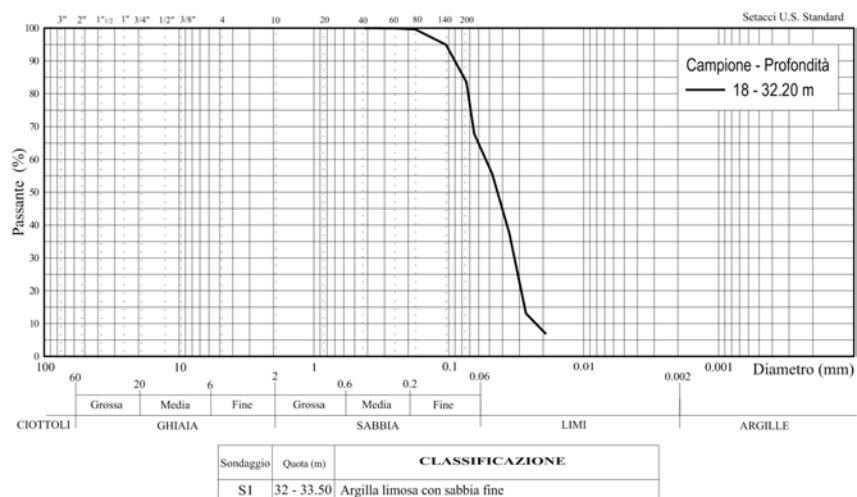


Figura 4.37: Curve granulometriche relative al decimo strato del sondaggio S1.

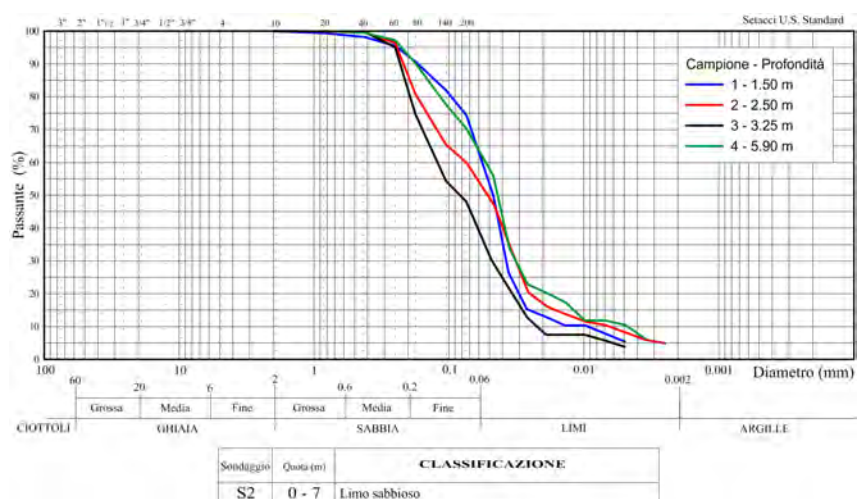


Figura 4.38: Curve granulometriche relative al primo strato del sondaggio S2.

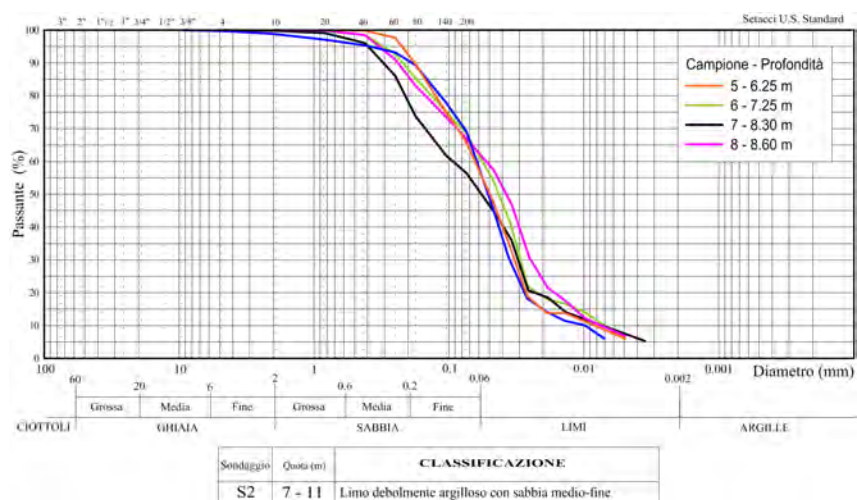


Figura 4.39: Curve granulometriche relative al secondo strato del sondaggio S2.

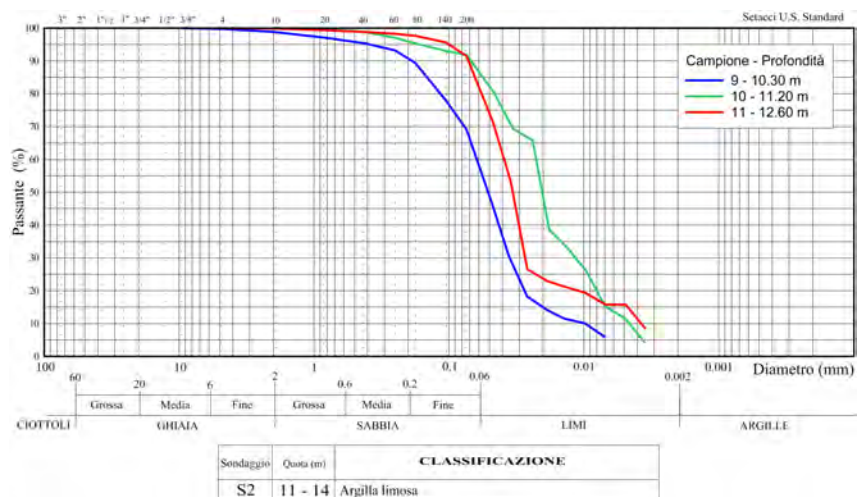


Figura 4.40: Curve granulometriche relative al terzo strato del sondaggio S2.

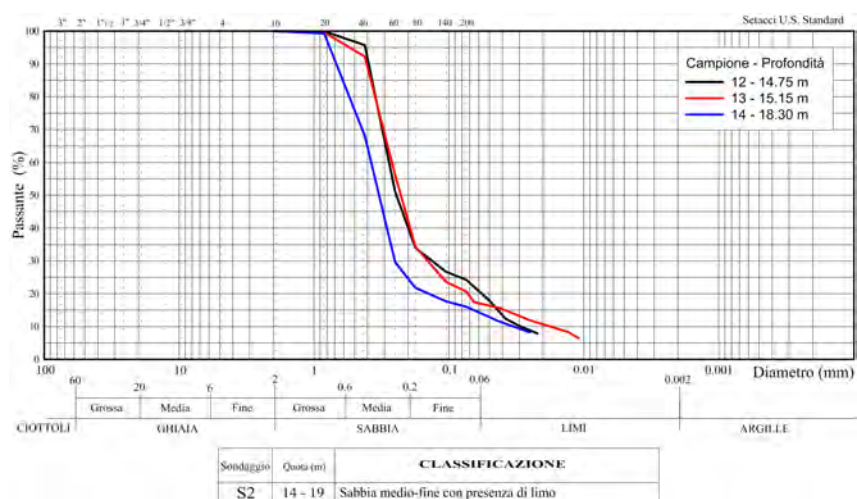


Figura 4.41: Curve granulometriche relative al quarto strato del sondaggio S2.

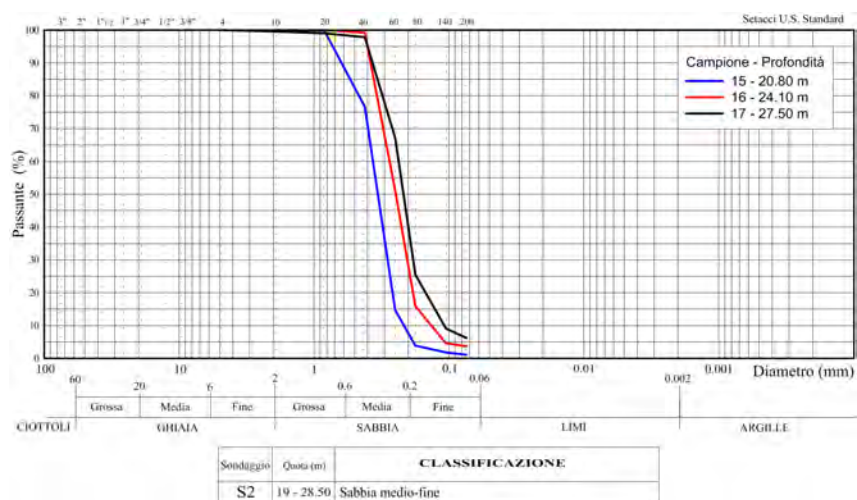


Figura 4.42: Curve granulometriche relative al quinto strato del sondaggio S2.



Figura 4.43: Curve granulometriche relative al sesto strato del sondaggio S2.

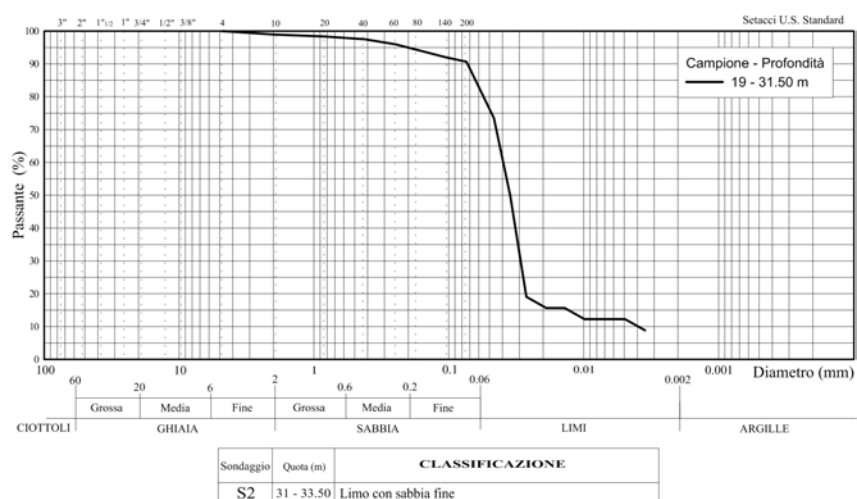


Figura 4.44: Curve granulometriche relative al settimo strato del sondaggio S2.

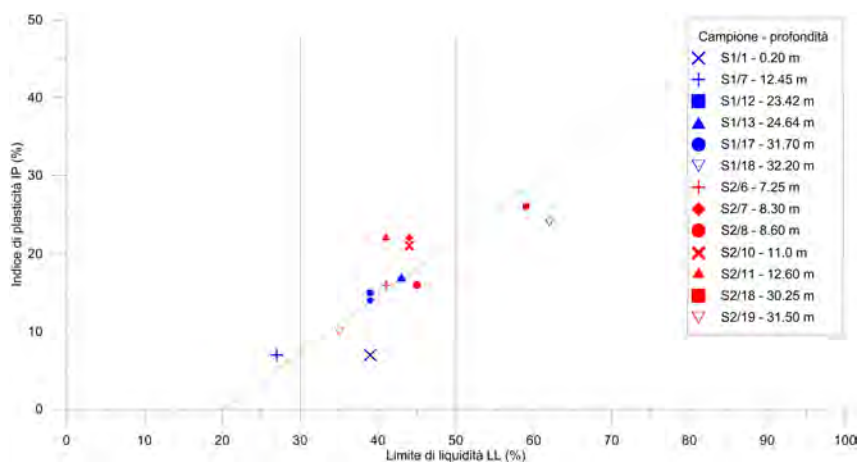


Figura 4.45: Indici di plasticità del materiale analizzato.





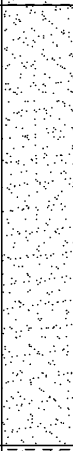
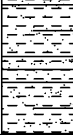




PROFONDITA' m da p.c.	S1	DESCRIZIONE GEOTECNICA	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA	PROFONDITA' CAMPIONE m da p.c.	LIMITI DI ATTERBERG		
					LL	LP	IP
1		STRATO 1: TOUT VENANT		1.5	39	32	7
2		STRATO 2: LIMO SABBIOSO					
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9		STRATO 3: SABBIA MEDIO-FINE LIMOSA					
10							
11							
12							
13		STRATO 4: LIMO SABBIOSO CON TRACCE DI ARGILLA		12.45	27	20	7
14		STRATO 5: SABBIA MEDIO-FINE LIMOSA					
15							
16							
17							
18							
19							
20							
21							
22							
23							
24		STRATO 6: LIMO ARGILLOSO CON SABBIA FINE		23.40	39	24	15
25				24.60	43	26	17
26		STRATO 7: SABBIA MEDIO-FINE LIMOSA					
27							
28							
29							
30		STRATO 8: LIMO SABBIOSO					
31		STRATO 9: LIMO DEBOLMENTE ARGILLOSO					
32		STRATO 10: LIMO ARGILLOSO CON SABBIA FINE		31.70	39	25	14
33				32.20	62	38	24

Figura 4.46: Profilo stratigrafico ottenuto dal sondaggio S1.

PROFONDITA' m da p.c.	S2	DESCRIZIONE GEOTECNICA	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA	PROFONDITA' CAMPIONE m da p.c.	LIMITI DI ATTERBERG		
					LL	LP	IP
1		STRATO 1: LIMO SABBIOSO					
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8		STRATO 2: LIMO DEBOLMENTE ARGILLOSO CON SABBIA		7.25	41	25	16
9				8.30	44	22	22
10				8.60	45	29	16
11		STRATO 3: ARGILLA LIMOSA					
12				11.20	44	23	21
13				12.60	41	19	22
14							
15		STRATO 4: SABBIA MEDIO-FINE LIMOSA					
16							
17							
18							
19		STRATO 5: SABBIA MEDIO-FINE					
20							
21							
22							
23							
24							
25							
26							
27							
28		STRATO 6: ARGILLA LIMOSA					
29					59	33	26
30							
31		STRATO 7: LIMO CON PRESENZA DI SABBIA FINE					
32					35	25	10
33							

Figura 4.47: Profilo stratigrafico ottenuto dal sondaggio S2.

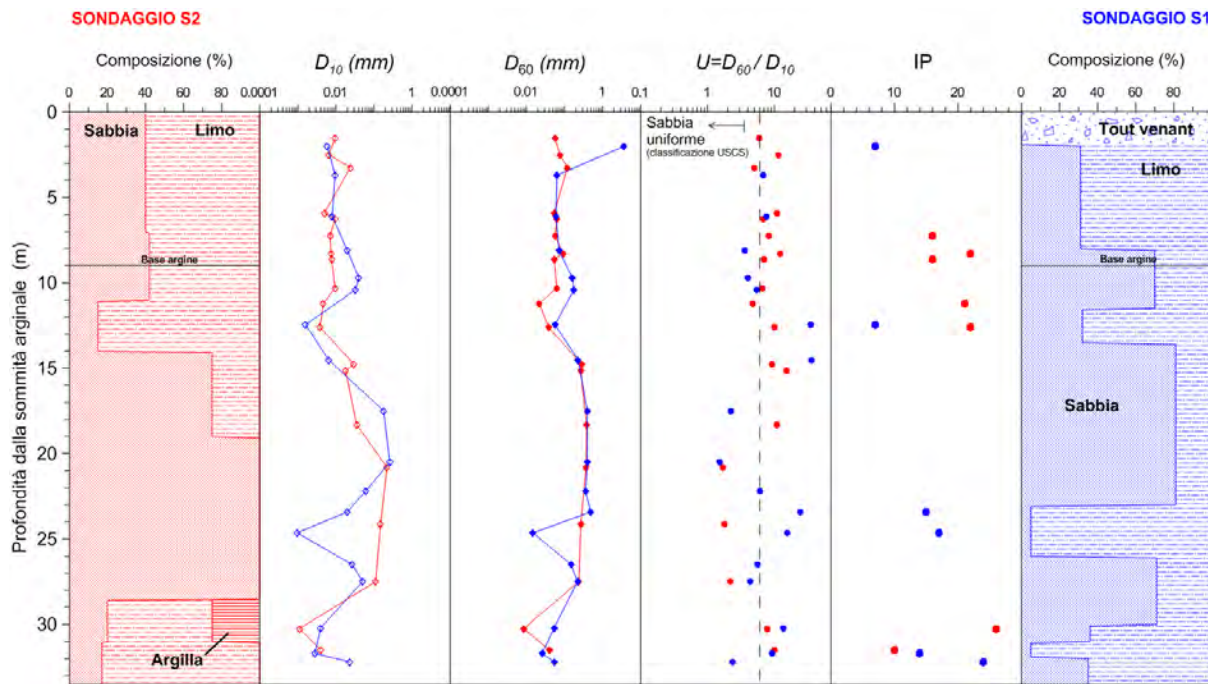


Figura 4.48: Sintesi delle caratteristiche del materiale analizzato.

Dai risultati ottenuti entrambe i sondaggi evidenziano un rilevato caratterizzato dalla prevalenza di limi-sabbiosi e sabbie con presenza di limo.

Dalla sommità fino alla base arginale, salvo i primi due metri del sondaggio S1 costituito da tout-venant posato durante l'emergenza, i profili stratigrafici presentano materiali con percentuali di limo anche del 75 %.

Tutta l'opera insiste su dei spessi livelli di sabbia medio-fine che vanno da 14 a 23 metri di profondità per il sondaggio S2, mentre si spingono fino a 29 metri per il sondaggio S1. Nella parte più profonda, fino a 33.50 metri, si ritrovano strati limo-sabbiosi talvolta con presenza di argilla.

4.4 Confronti

A seguito delle prime venute d'acqua verificatesi dopo la realizzazione dell'intervento di ripristino, è stata condotta una nuova indagine geotecnica che ha visto l'esecuzione di ulteriori sondaggi geognostici.

Come mostra la figura 4.49, 3 di questi si trovano nel tratto indagato con le prove ERT longitudinali e trasversali. I profili stratigrafici ottenuti da questa indagine e i precedenti ottenuti dall'analisi del materiale dei sondaggi S1 e S2, ci consentono di fare alcuni confronti con i risultati delle prove geofisiche.

Il sondaggio A2 è stato eseguito sul ciglio della sommità arginale (lato fiume) mentre i sondaggi A1 e A1bis al centro, in corrispondenza degli interventi. I fori sono stati sigillati con una miscela ternaria composta da acqua, cemento e bentonite; per questo motivo si

è scelto di eseguire le prove trasversali a distanza dai fori sigillati onde evitare possibili effetti sui risultati finali. In particolare, i sondaggi A1 e A1bis si trovano rispettivamente a 5 e 3 metri di distanza dalla ERT trasversale T2 mentre il sondaggio A2 ad una distanza di 7 metri dalla ERT trasversale T1.

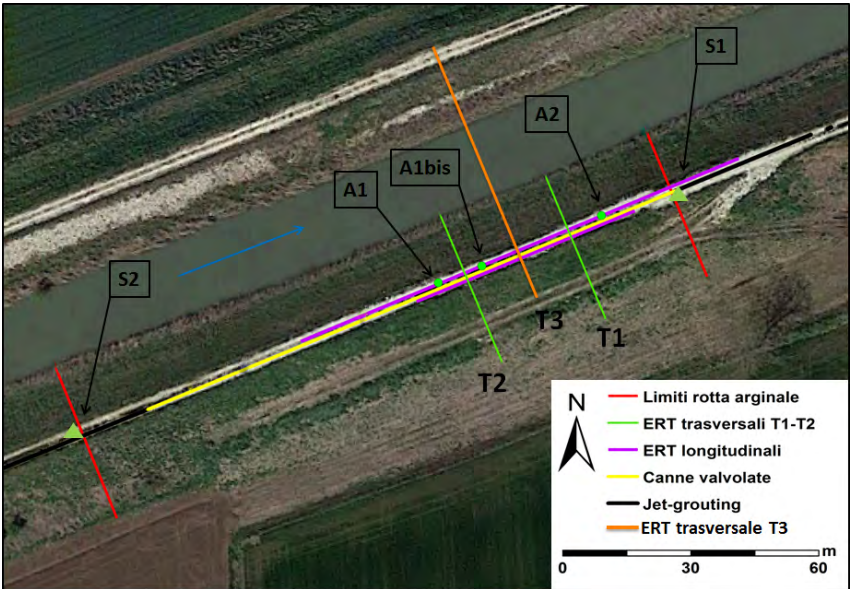


Figura 4.49: Mappa dei sondaggi eseguiti sulla sommità arginale utilizzati per i confronti.

Nelle figure successive sono riportati i profili stratigrafici dei sondaggi A1 A1bis e A2, mentre per le immagini raffiguranti il materiale estratto si rimanda all’appendice.

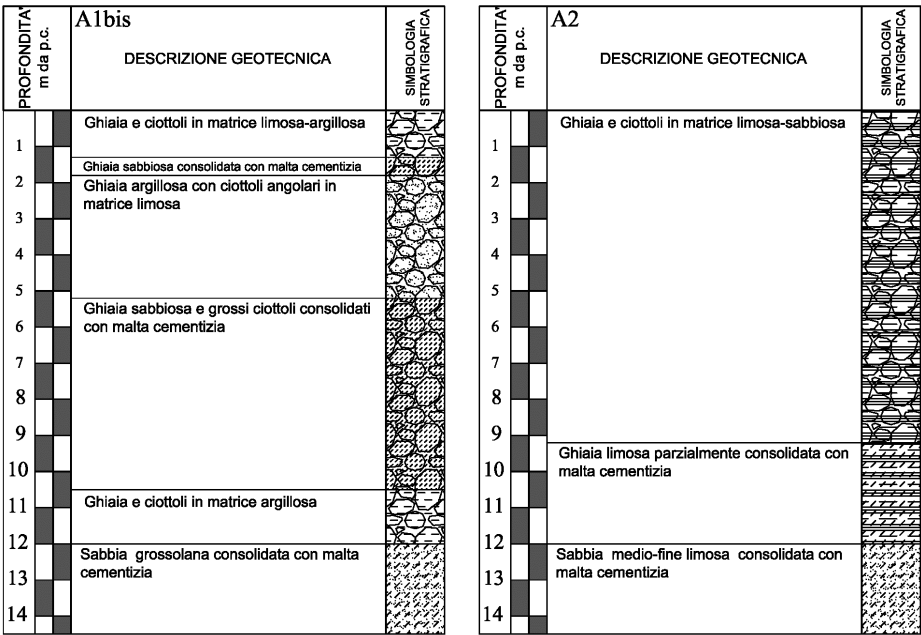


Figura 4.50: Profilo stratigrafico dei sondaggi A1bis e A2.

PROFONDITÀ m da p.c.	A1	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA
	DESCRIZIONE GEOTECNICA	
1	Ghiaia e ciottoli in matrice argillosa	
2	Ghiaia sabbiosa e argillosa consolidata con malta cementizia	
3	Ghiaia con ciottoli	
4	Ghiaia sabbiosa	

Figura 4.51: Profilo stratigrafico del sondaggio A1.

4.4.1 Sondaggi S1/A1/A1bis/A2 - ERT longitudinali

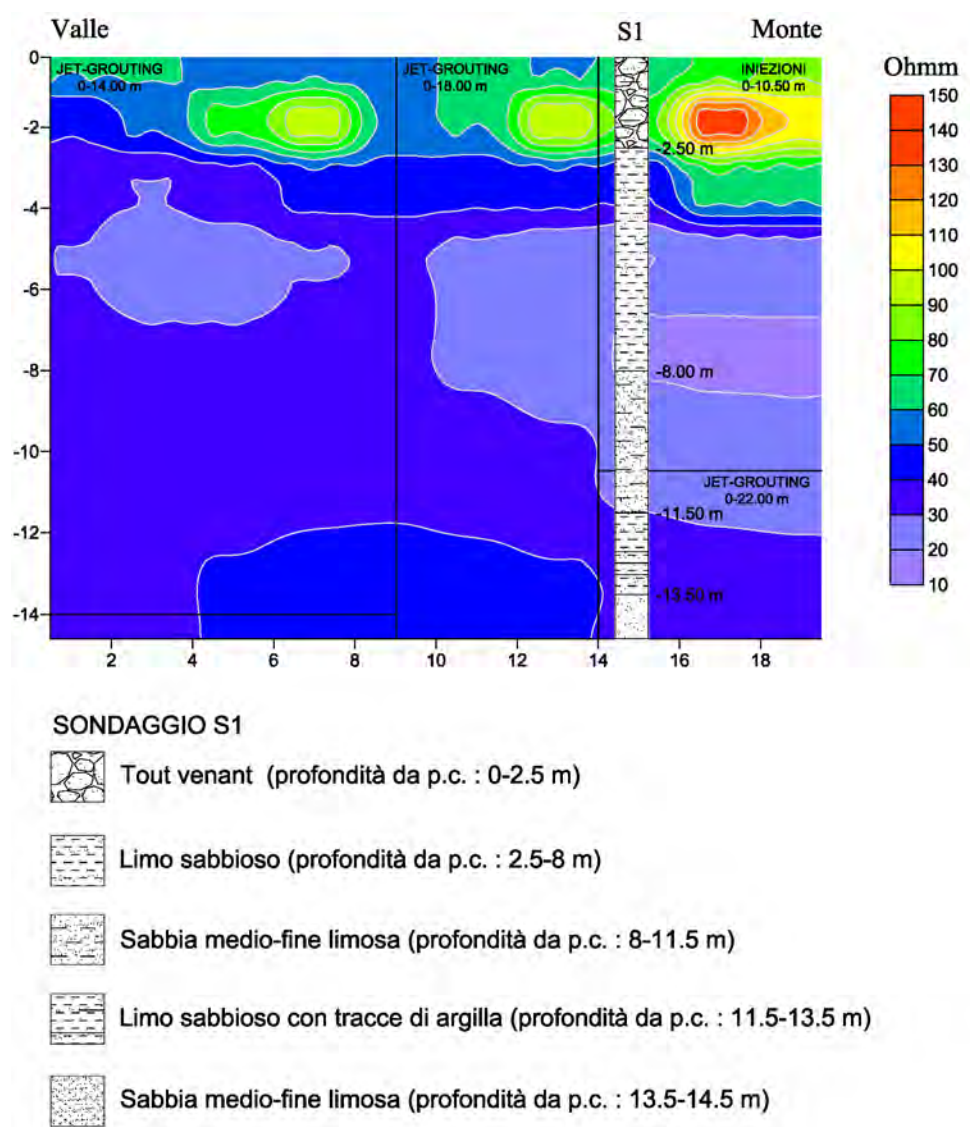


Figura 4.52: Confronto tra profilo stratigrafico del sondaggio S1 e la sezione di resistività ottenuta dalla prova ERT longitudinale dipolo-dipolo (94m).

Come mostra la figura 4.52, il primo confronto è stato realizzato utilizzando i dati forniti dal sondaggio S1.

Alla sezione di resistività che evidenzia la zona 1 descritta nel paragrafo 4.2.1, è stato sovrapposto il profilo stratigrafico ottenuto dalle analisi di laboratorio.

L'immagine mostra molto bene come il profilo, rappresentativo del materiale che costituisce il tratto di argine rimasto integro, sia caratterizzato da una successione di strati limo-sabbiosi e sabbiosi in matrice limosa.

La presenza di questi materiali maschera l'intervento realizzato con miscele cementizie.

Il confronto sembra confermare che le indagini ERT longitudinali non consentono di identificare un intervento in jet-grouting su terreni costituiti da materiali fini con alte percentuali di limo o argilla.

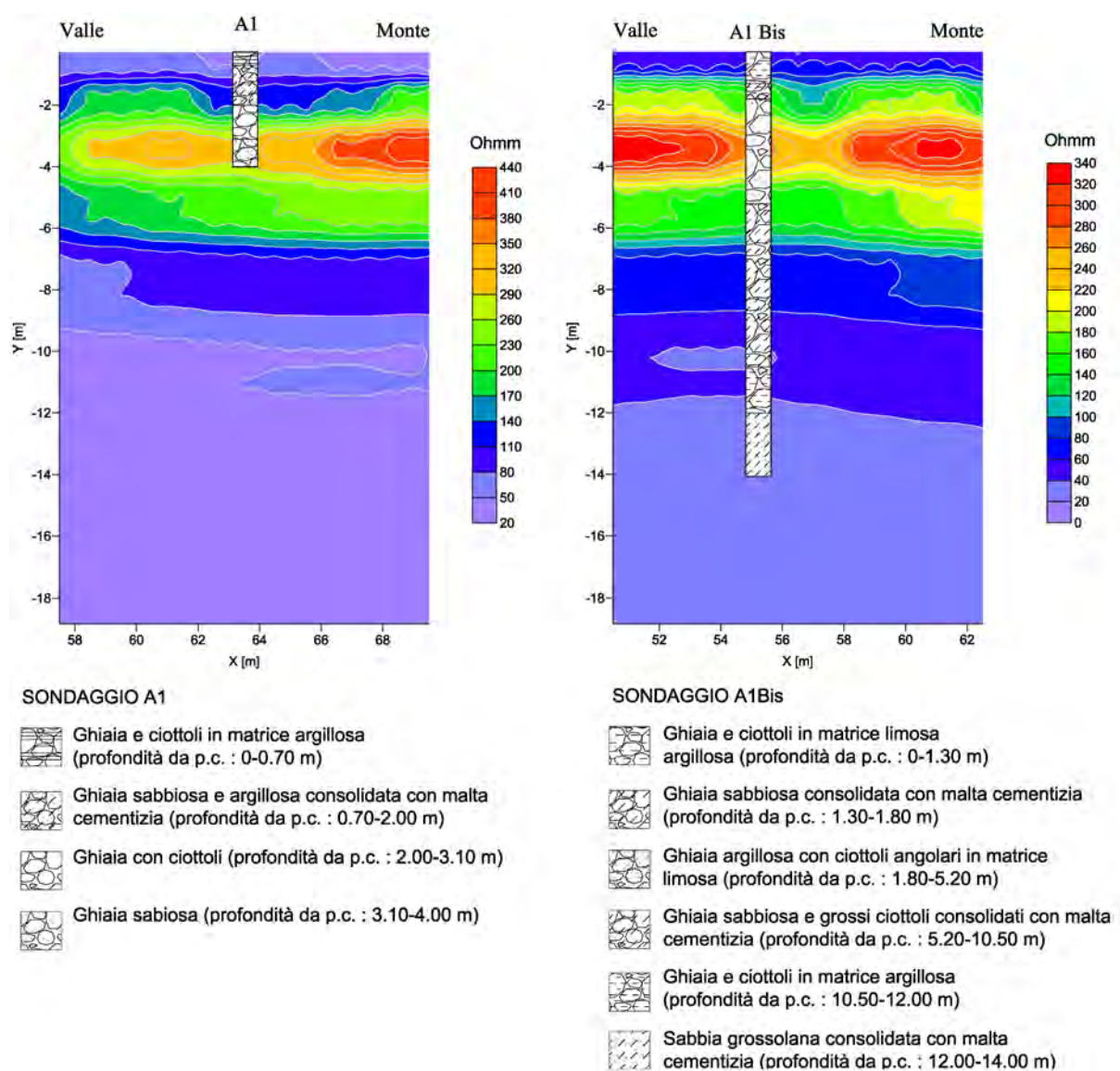


Figura 4.53: Confronto tra profili stratigrafici dei sondaggi A1 - A1bis e le sezione di resistività ottenuta dalla prova ERT longitudinale dipolo-dipolo (94m).

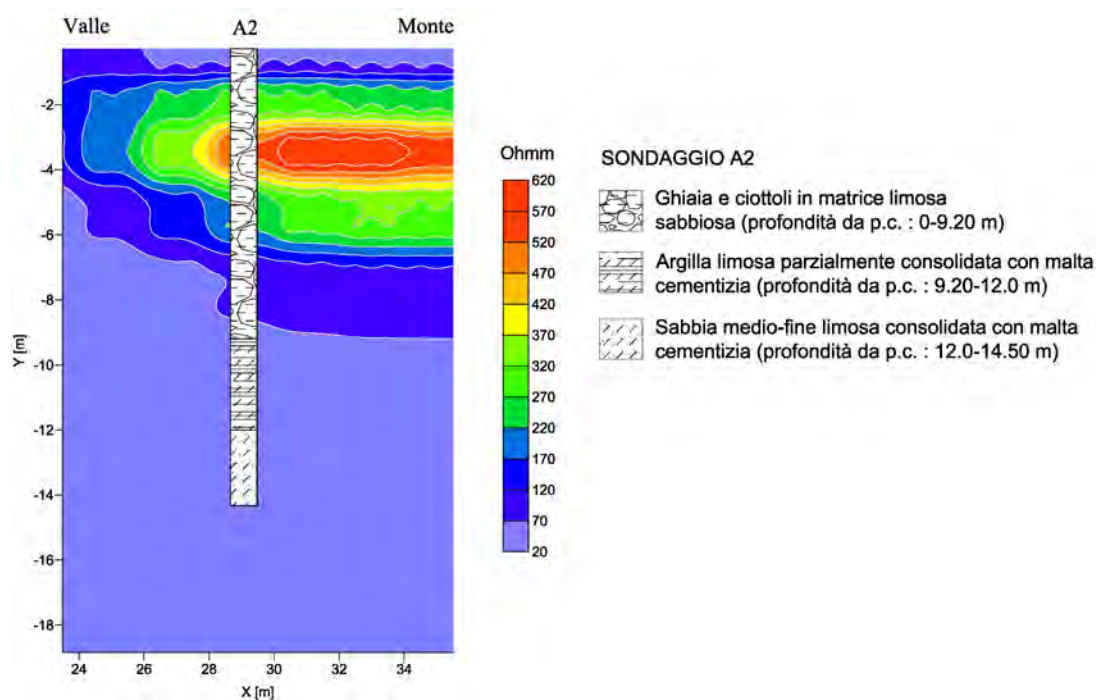


Figura 4.54: Confronto tra profilo stratigrafico del sondaggio A2 e le sezione di resistività ottenuta dalla prova ERT longitudinale dipolo-dipolo (94m).

I confronti delle figure 4.53 e 4.54 mostrano invece parte delle zone 2 e 3 (fig. 4.17). Infatti i nuovi sondaggi si collocano nelle zone in cui è stato necessario realizzare delle prove ERT trasversali per ottenere maggiori informazioni.

Dalle immagini sembrano esserci delle buone corrispondenze tra profili stratigrafici e valori di resistività.

Per i materiali non cementati i valori di ρ variano tra 250 e 350 Ωm mentre laddove è presente materiale consolidato con malta cementizia i valori si attestano tra 0 e 80 Ωm .

Tuttavia i risultati di questi confronti vanno considerati con cautela in particolare dove il sottosuolo è caratterizzato da forte eterogeneità nella direzione trasversale.

4.4.2 Sondaggi A1/A1bis/A2 - ERT trasversali

In figura 4.55 sono illustrati i confronti tra i nuovi sondaggi e le sezioni di resistività ottenute dalle prove ERT trasversali.

I profili stratigrafici mostrano tratti di sottosuolo non consolidati con malta cementizia e, anche se non vi sono delle corrispondenze con le sezioni ERT, la discontinuità segnalata dalla trasversale T1 può essere dovuta proprio a questo motivo.

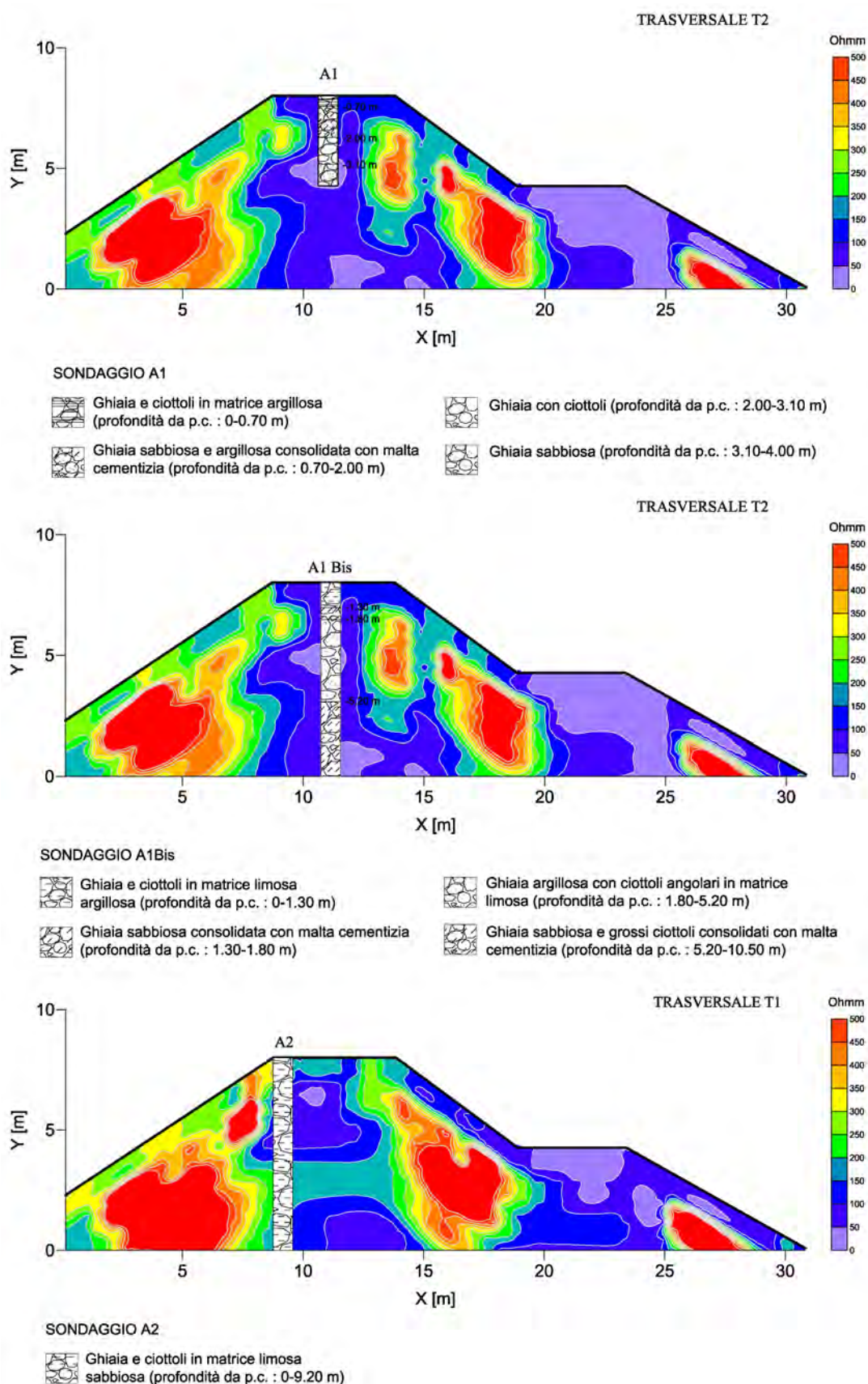


Figura 4.55: Confronto tra i profili stratigrafici dei sondaggi A1-A1bis-A2 e le sezioni di resistività ottenute dalle prove ERT trasversali dipolo-dipolo (94m).

4.4.3 Sondaggio S2 - MASW

I risultati delle indagini MASW hanno dimostrato come l'eterogeneità del sottosuolo nel tratto ricostruito non ha permesso di ricavare il profilo delle velocità V_S .

Tuttavia è stato possibile farlo per il tratto arginale non ricostruito.

In questo modo si è potuto confrontare il profilo stratigrafico del sondaggio S2, rappresentativo del tratto arginale non ricostruito, con il profilo delle V_S ottenuto dal processo di inversione.

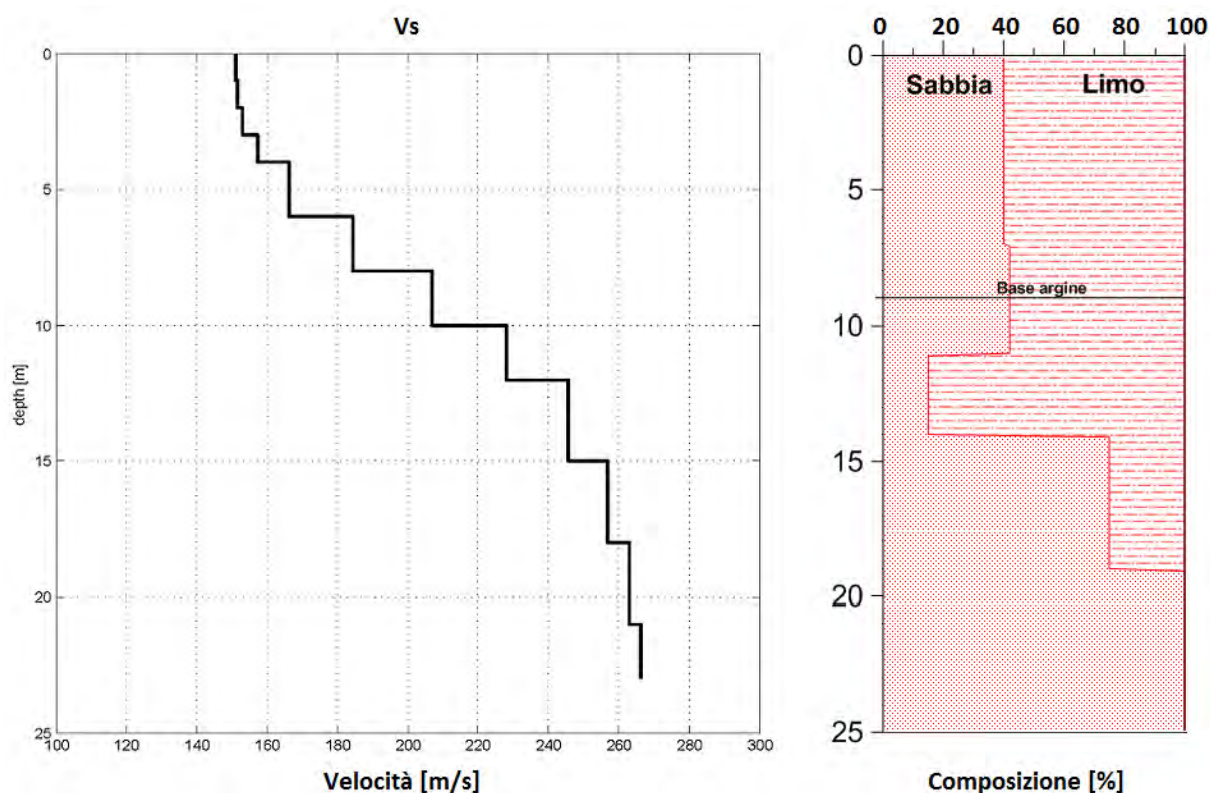


Figura 4.56: Confronto tra il profilo delle velocità V_S ottenuto dalla prova eseguita nel tratto arginale non ricostruito e il grafico che riporta la composizione del materiale del sondaggio S2.

Dall'analisi della figura 4.56 risulta che i primi 9 metri di terreno sono caratterizzati da una velocità delle onde di taglio tra 150 e 205 m/s, valori riconducibili ai materiali fini di cui è costituito il rilevato.

Dai 9 metri di profondità in poi invece, il profilo mostra un graduale aumento fino a raggiungere valori compresi tra 220 e 265 m/s in corrispondenza dei 14-23 metri di profondità; valori tipici di sabbie medio-fini limose. Tutto quanto trova una buona corrispondenza con il grafico che riassume la composizione del materiale del sondaggio.

Si può dunque affermare che, nonostante il sondaggio S2 non sia collocato esattamente nel punto di esecuzione della prova MASW, il dato della prova geofisica, messo a confronto con i risultati delle prove di laboratorio, risulta affidabile.

Conclusioni

La presente ricerca si pone come obiettivo quello di testare le potenzialità e valutare le informazioni fornite dai metodi geofisici non invasivi MASW e ERT applicati all'analisi di un intervento di ripristino di argine fluviale.

Per questo si è scelto di realizzare una serie di prove nel tratto arginale del fiume Frassine ricostruito dopo la rotta del novembre 2010.

Il sito in seguito ai diversi interventi di ripristino si è presentato fortemente eterogeneo. Nello specifico il rilevato è costituito da materiale di natura rocciosa consolidato e impermeabilizzato attraverso iniezioni di miscele cementizie e jet-grouting.

La particolare struttura, nonostante la sua complessità, permette di verificare se i metodi sono in grado di riconoscere la disomogeneità presente nel sistema arginale e allo stesso tempo se sono in grado di fornire informazioni significative riguardanti l'intervento di impermeabilizzazione realizzato mediante le tecniche sopra citate.

Oltre alla realizzazione delle indagini con i due metodi è stato necessario condurre delle analisi di laboratorio sul materiale prelevato da sondaggi eseguiti nel sito oggetto di studio in modo tale da confrontare i dati ottenuti con le diverse prove e verificare la validità dei risultati dei metodi geofisici.

Le indagini MASW, utilizzate principalmente per verificare la presenza del tratto arginale ripristinato sulla base delle informazioni a disposizione, hanno fornito risultati significativi.

Infatti, eseguendo le prove sia in corrispondenza della nuova struttura sia in un tratto rimasto integro durante l'evento alluvionale, è stato possibile notare delle evidenti differenze nei grafici frequenza - velocità di fase.

Tali differenze dimostrano che il metodo MASW è sensibile all'irrigidimento e all'eterogeneità della nuova struttura permettendo così di identificarla.

Come il metodo sismico anche il metodo ERT consente di individuare l'anomalia lungo il tratto arginale.

Nelle sezioni di resistività ottenute dalle indagini longitudinali la parte ricostruita viene evidenziata molto bene. In corrispondenza di questa zona i valori di resistività variano in un range molto ampio con picchi di 600 Ωm che segnalano la presenza di materiali fortemente resistivi come rocce pietrisco e ghiaie.

Tuttavia, le indagini ERT longitudinali, se da un lato mostrano la disomogeneità presente

lungo il tratto arginale dovuta alla ricostruzione, dall'altro non forniscono alcuna informazione significativa sul diaframma realizzato per impermeabilizzare il corpo arginale.

L'incapacità di distinguere l'intervento si manifesta sia nella parte completamente ricostruita che in quella rimasta integra e trattata solamente attraverso la tecnica del jet-grouting per dare continuità all'opera.

Nella prima sono le grandi quantità di materiale fortemente resistivo ad ostacolare la visione di un corpo conduttivo associabile al diaframma, mentre nella seconda ciò è dovuto ai materiali limo-sabbiosi caratterizzati da valori di resistività simili a quelli relativi alle malte cementizie.

Per tali motivi, al fine di ottenere informazioni più accurate sono state eseguite delle indagini trasversali. Queste, a differenza delle longitudinali, forniscono maggiori indicazioni. Infatti, le sezioni di resistività permettono di identificare tutti gli interventi eseguiti; in primo luogo le sponde costituite da materiale fortemente resistivo utilizzato per chiudere la breccia, l'opera di drenaggio al piede e infine, cosa più significativa, un corpo conduttivo associabile al diaframma posto al centro del corpo arginale.

Le indagini trasversali, a differenza delle longitudinali, permettono quindi di rilevare l'intervento di impermeabilizzazione.

In una delle sezioni di resistività il corpo si presenta omogeneo lungo la profondità d'indagine mentre nell'altra si nota una discontinuità caratterizzata da valori di resistività più elevati.

I profili stratigrafici dei sondaggi realizzati in corrispondenza dell'intervento mostrano dei tratti di suolo non consolidati con malta cementizia; da un confronto tra i risultati delle diverse prove è probabile che la discontinuità segnalata dalla ERT sia dovuta proprio a questo motivo.

Le indagini ERT si sono concluse con un'ultima prova trasversale realizzata su entrambe i rilevati arginali in destra e sinistra idraulica compreso l'intero alveo fluviale. Tale prova non ha fornito informazioni aggiuntive riguardo all'intervento di ripristino, tuttavia le sezioni di resistività consentono di notare la netta differenza tra l'arginatura ricostruita e quella originale rimasta integra durante l'evento alluvionale.

I risultati hanno permesso di provare come entrambe i metodi siano in grado di evidenziare molto bene la disomogeneità dovuta al tratto ricostruito dimostrando così l'utilità di queste tecniche nella caratterizzazione dei sistemi arginali per l'individuazione di possibili zone anomale.

È stato inoltre possibile constatare che il metodo ERT, attraverso delle indagini trasversali, riesce ad individuare la presenza di un diaframma realizzato con miscele cementizie all'interno del terreno; risultato che può rivelarsi utile nello studio di simili interventi anche in casi diversi da quello analizzato nel lavoro di tesi.

Appendice

Per ognuno dei sondaggi eseguiti in corrispondenza del tratto arginale oggetto di studio vengono riportate le immagini del materiale estratto contenuto all'interno delle cassette catalogatrici.



Figura 4.57: Immagini del materiale del sondaggio S1, profondità compresa tra 0 e 10 metri.



Figura 4.58: Immagini del materiale del sondaggio S1, profondità compresa tra 10 e 20 metri.



Figura 4.59: Immagini del materiale del sondaggio S1, profondità compresa tra 20 e 30 metri.



Figura 4.60: Immagini del materiale del sondaggio S1, profondità compresa tra 30 e 33.50 metri.



Figura 4.61: Immagini del materiale del sondaggio S2, profondità compresa tra 0 e 10 metri.



Figura 4.62: Immagini del materiale del sondaggio S2, profondità compresa tra 10 e 20 metri.



Figura 4.63: Immagini del materiale del sondaggio S2, profondità compresa tra 20 e 30 metri.



Figura 4.64: Immagini del materiale del sondaggio S2, profondità compresa tra 30 e 33.50 metri.



Figura 4.65: Immagini del materiale del sondaggio A1 e A1bis, profondità compresa tra 0 e 5 metri.



Figura 4.66: Immagini del materiale del sondaggio A1bis, profondità compresa tra 5 e 15 metri.



Figura 4.67: Immagini del materiale del sondaggio A2, profondità compresa tra 0 e 10 metri.



Figura 4.68: Immagini del materiale del sondaggio A2, profondità compresa tra 10 e 20 metri.

Bibliografia

- [1] Archie G.E., 1942. *The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics*. Transactions of the american institute of mining and metallurgical engineers, vol 146: 54-62.
- [2] ARPAV, 2010. *Evento alluvionale ottobre-novembre 2010 in Veneto*. <http://www.arpa.veneto.it/arpav/pagine-generiche/emergenze-ambientali/storico-emergenze-ambientale/dati-alluvione>.
- [3] Corrao M., Coco G., 2009. *Geofisica applicata*. Ed. Flaccovio Dario, 200-203. ISBN 9788877588784.
- [4] Colleselli F., 1994. *Introduzione ai problemi geotecnici relative alle arginature e sponde di fiumi e di canali. In problemi geotecnici relativi alle arginature ed alle sponde di fiumi e di canali*. CISM. Udine, 1-30.
- [5] Colombo P., Simonini P., 1994. *Stabilità degli argini e delle sponde di fiumi e canali. Problemi geotecnici relativi alle arginature e alle sponde di fiumi e canali*. CISM. Udine, 49-100.
- [6] CIRIA, Ministry of Ecology of United Kingdom, USACE, 2013. *The International Levee Handbook*. CIRIA, ISBN: 978-0-86017-734-0.
- [7] Foti S., 2005. *Surface wave testing for geotechnical characterization*. Springer. CISM, Vol 488, 47-71.
- [8] Genio Civile di Padova, 2015. *elaborati grafici rappresentativi dei lavori eseguiti*. Dati forniti dal Genio Civile di Padova.
- [9] Gunn D.A., Chambers J.E., Uhlemann S., Wilkinson P.B., Meldrum P.I., Dijkstra T.A., Haslam E., Kirkham M., Wragg J., Holyoake S., Hughes P.N., Hen-Jones R., Glendinning S., 2014. *Moisture monitoring in clay embankments using electrical resistivity tomography*. Elsevier. Construction and building materials, Vol 92, 82-94.
- [10] Hughes B.P., Soleit AK.O., Brierly R.W., 1985. *New technique for determining the electrical resistivity of concrete*. Magazine of Concrete Research, Vol 37 (133).

- [11] Karhunen K., 2013. *Electrical resistance tomography imaging of concrete*. Dissertations in forestry and natural sciences. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting. ISBN: 978-0-415-46850-3.
- [12] Lai C., Foti S., Godio A., Rix G.J., Sambuelli L., Socco V.L., 2006. *Caratterizzazione geotecnica dei terreni mediante l'uso di tecniche geofisiche*. Rivista italiana di geotecnica, Vol 34 (3), 99-118.
- [13] Loddo F., Occhi M., 2011. *Il metodo della tomografia di resistività elettrica..* Rivista Geosec, 1-12.
- [14] Lovell-Smith J.W., 1997. *The development of a top-surface mounted technique for the measurement of moisture profiles in drying concrete slabs*. University of Canterbury, Engineering: Theses and Dissertations. (3), 1-9.
- [15] Mazzucato A., 2014. *Relazione di inquadramento delle problematiche relative ai lavori di impermeabilizzazione dell'argine destro del fiume Frassine in località Prà di Botte nel comune di Megliadino San Fidenzio (PD)*. Relazione fornita dal Genio Civile di Padova.
- [16] Mussett A. E., Aftab Khan M., 2003. *Esplorazione del sottosuolo. Una introduzione alla geofisica applicata*. Ed. Zanichelli, 169-172. ISBN: 8808078957.
- [17] Neville AM., Brooks J.J., 2008. *Concrete Technology*. Ed. Pearson education. ISBN: 9788131705360.
- [18] Park C. B., Miller R. D., Xia J., 1999. *Multichannel analysis of surface waves*. Geophysics, 64 (3), 800-808.
- [19] Peloso E., 2013. *Caratterizzazione geofisica di un sistema arginale el applicazioni geotecniche*. Tesi magistrale.
- [20] Simonini P., Cola S., Bersan S., 2014. *Caratterizzazione geotecnica, meccanismi di collasso e monitoraggio degli argini fluviali*. Atti del XXV Convegno Italiano di Geotecnica. Ed. AGI 229-268, ISBN: 9788897517030.
- [21] Socco L. V., Strobbia C., 2004. *Surface-wave method for near-surface characterization: a tutorial*. Near surface geophysics, 2 (4), 165-185.